

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN

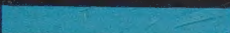
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

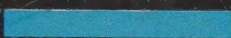
33. JAHRGANG

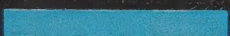
DEZEMBER 1958

HEFT 12

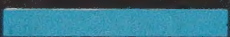
 ERFAHRUNG

 ERFAHRUNG

 FORTSCHRITT

 ERFAHRUNG

 FORTSCHRITT

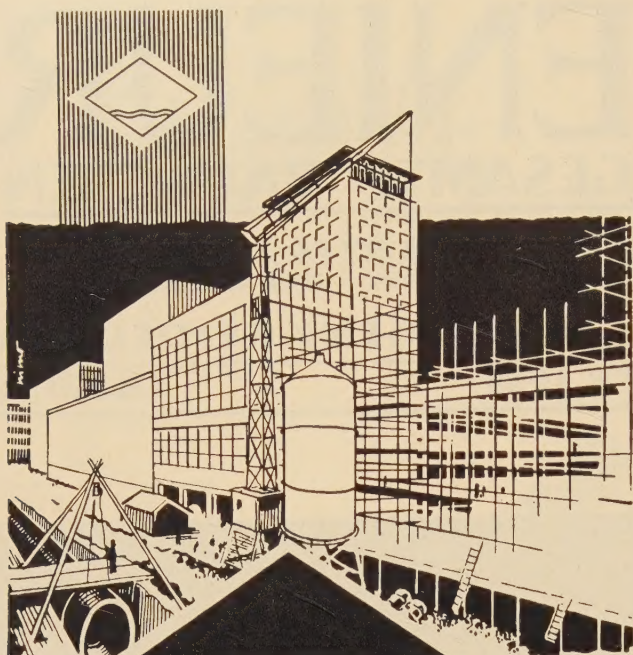
 QUALITÄT

*wer Stahl verbraucht,
kennt dieses Zeichen*



PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF



INERTOL

QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung von Fundamenten, Behältern und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und Stahl gegen Feuchtigkeit und chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von Dächern aus Asbestzement, Blech und Dachpappe,

zur **Förderung** von Hygiene und Sauberkeit in Wasch-, Brause- und Arbeitsräumen

liefern wir hochentwickelte, seit Jahren bewährte Spezialanstriche, welche in vielen Fällen zugleich auch farbige Gestaltungsmöglichkeiten bieten.

Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr Vorteil.

Wir beraten Sie gerne.

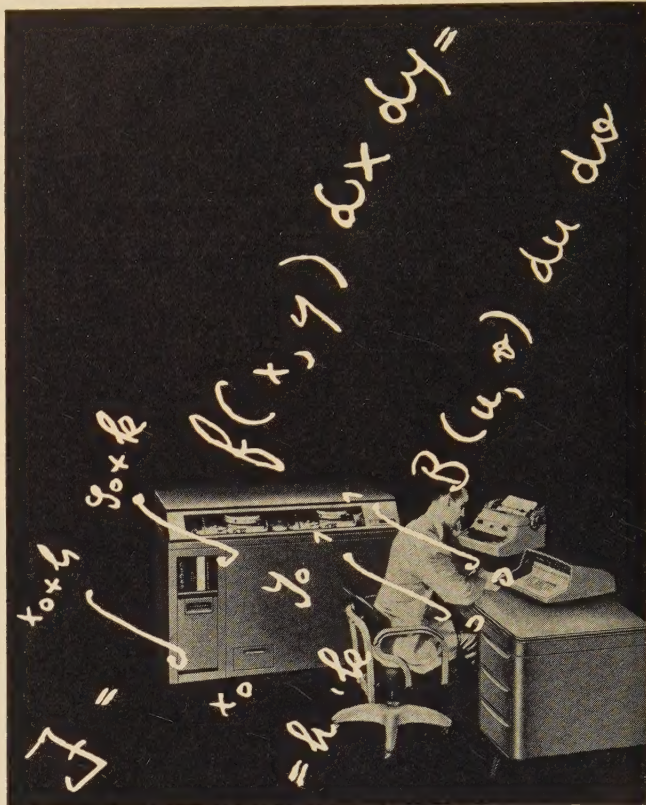
LECHLER

BAUTENSCHUTZCHEMIE

2131/4



FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER



Direkt am Arbeitsplatz

können Techniker und Wissenschaftler jetzt einfache und komplizierte Berechnungen elektronisch schnell durchführen.

Das kaum schreibtischgroße Rechengerät IBM 610 – der Elektronenrechner mit Kommaautomatik – ist mit Einrichtungen versehen, wie sie sonst nur Großrechenanlagen besitzen. 5- und 8-Kanal-Lochstreifen dienen der automatischen Programmsteuerung und Datenverarbeitung. Magnettrommelspeicher, Bildschirm für Registeranzeige, Kommaautomatik, Quadratwurzeloperation und andere automatische Rechenoperationen, ferner selbständige Rechenkontrollen und eine elektrische Schnellschreibmaschine sind einige hervorragende Einrichtungen dieser kleinen elektronischen Rechenanlage.

Die große Anpassungsfähigkeit der IBM 610, die leichte Programmerstellung und die vollautomatische Arbeitsweise ermöglichen schnelle und sichere Durchführung der verschiedenartigsten Arbeiten. Einige Anwendungsmöglichkeiten: Matrizenrechnung – Lösung linearer Gleichungssysteme – Formelauswertungen – Differentialgleichungen – Probleme der Statik und Thermodynamik – Versuchsplanung – mathematische Statistik.

IBM-Spezialisten beraten Sie gern in allen Einzelfragen.
IBM-Geschäftsstellen finden Sie in allen größeren Städten.

IBM

ELEKTRONISCHE RECHENGERÄTE

IBM DEUTSCHLAND, Internationale Büro-Maschinen Gesellschaft mbH., Hauptverwaltung Sindelfingen bei Stuttgart.



Ohne Stützen weite Räume überdachen

Dazu sind freitragende Stahlrohrkonstruktionen besonders geeignet. Ihr geringes Gewicht verbilligt den Transport, erleichtert die Montage und verkürzt die Bauzeit. Zusätzliche Einsparungen ergeben sich aus den niedrigen Unterhaltungskosten.

Stahlrohrbinder von 70 m Spannweite tragen das Dach der riesigen Messehalle in Hannover, die von Mannesmann gemeinsam mit einer anderen Stahlbaufirma innerhalb von drei Monaten errichtet wurde.



MANNESMANN Verkaufsgemeinschaft · Düsseldorf



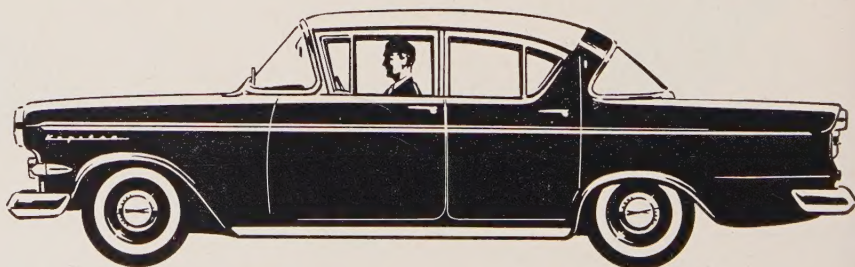
Bei großem Tagespensum...

Jetzt müßte man 100 Hände haben! Ein Wunschtraum nur? Eine wertvolle Hilfe ist in jedem Fall der KAPITÄN... der komfortable Reisewagen, mit dem Autofahren keine Anstrengung, sondern eher eine Entspannung ist. Leicht, ohne Kraftaufwand ist der Wagen zu lenken. Ungehindert ist die Sicht, klar ist der Überblick – Vorteile der Vollsicht-Panoramascheibe! Die gut stoßgedämpfte Federung schluckt die Unebenheiten der Fahrbahn. Leise summt der starke Motor. So werden Pflichtreisen zum Behagen. Und der Zeitplan wird eingehalten, denn bei jedem Wind und jedem Wetter ist der KAPITÄN immer gleich zuverlässig. Testen Sie den KAPITÄN – jetzt! 80 PS warten auf Ihre Befehle...

O P E L

der Zuverlässige

KAPITÄN · KAPITÄN „L“

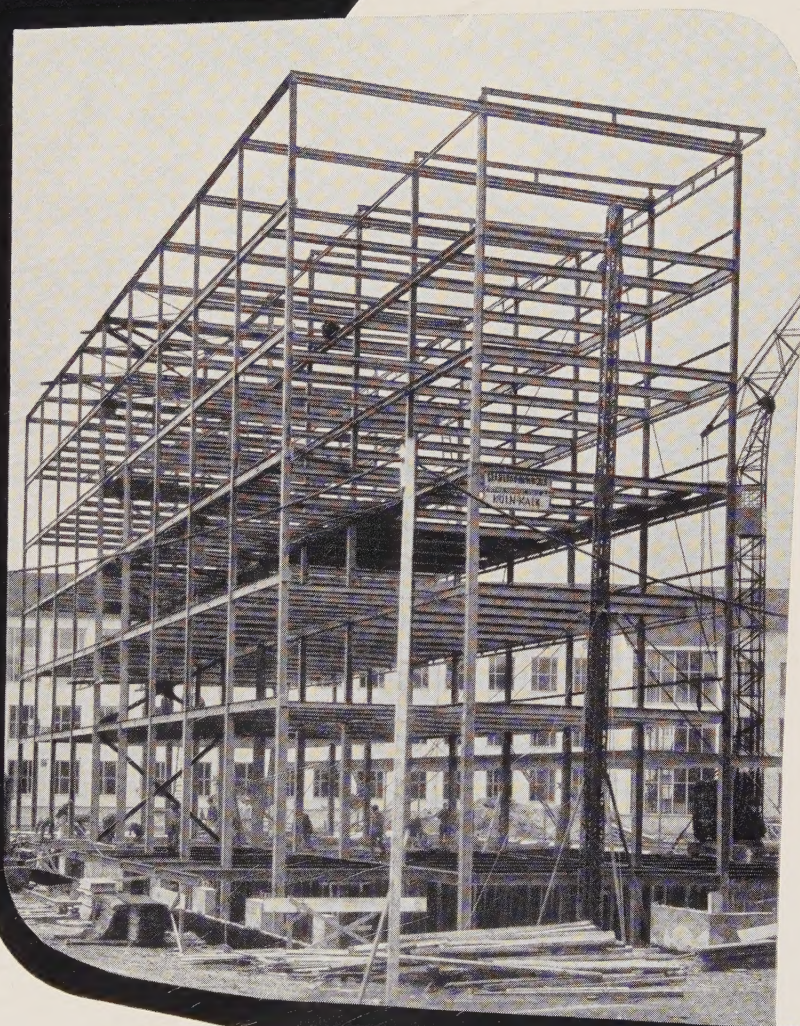


ADAM OPEL AKTIENGESELLSCHAFT · RUSSELSHEIM AM MAIN

STAHLBAU HUMBOLDT

Stahlbauten aller Art

Flugzeughallen
Hochbau
Skelettbau
Behälterbau
Industriebau
Zechenbau
Brückenbau



LÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG • KÖLN



Wir lieferten für die Schleuse Offenbach Tore und Antriebe für Ober-, Mittel- und Unterhaupt der Südschleuse und Oberhaupt der Nordschleuse.

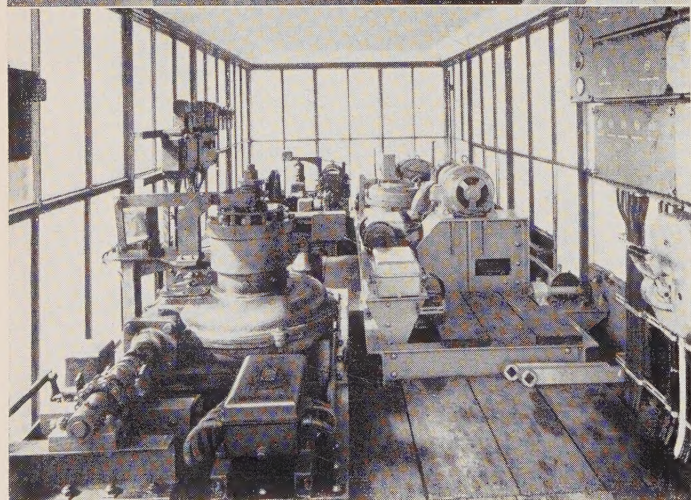
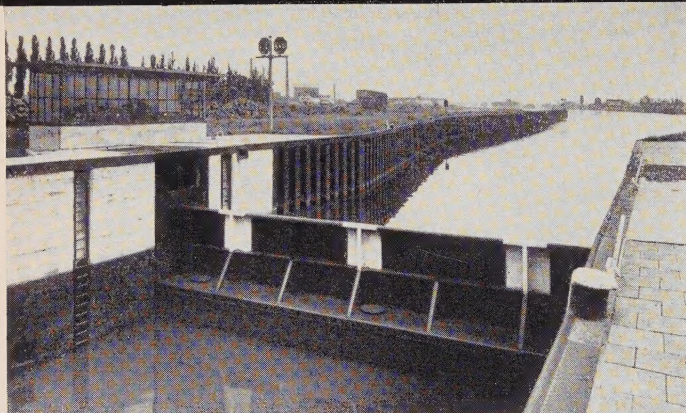


Bild oben: Hubsenktor am Oberhaupt der Nordschleuse während des Füllvorgangs in teilweise abgesenkter Lage.

Mitte: Hubsenktor in geschlossener Stellung und Stau.

unten: Antriebshaus am Oberhaupt auf der Mittelmauer. Windwerk des Hubsenktors am Oberhaupt der Nordschleuse (rechts), Windwerke für Tor und Füllschützer der Stemmtore am Oberhaupt der Südschleuse (links).

Aus unserem Fertigungsprogramm

Wehranlagen

Schleusenanlagen für Binnen- u. Seeschifffahrt

Schleusenumlaufverschlüsse

Sicherheitstore

Talsperrenausrüstungen

Stollen- und Turbineneinlaufverschlüsse

Docktore

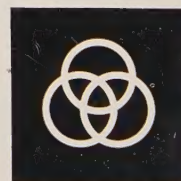
Schiffshebewerke

Schiffsaufschleppen

Schwimmkräne

Sämtliche Stahlwasserbauten einschließlich maschineller und elektrischer Einrichtung vollkommen betriebsfertig montiert.

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN



DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG DEZEMBER 1958 HEFT 12

Inhaltsübersicht

Seite

DK 69.032.22 : 72.011.27	
<i>Dr.-Ing. Hermann Bay, Frankfurt/M.:</i>	
Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF Ludwigshafen. Mit 18 Abbildungen	445
DK 627.823.04 : 624.191.1.04	
<i>R. Hiltcher, B. Pant und P.B. Chaulia, Stockholm:</i>	
Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem zweiachsigen Druckspannungsfeld. Mit 7 Abbildungen	455
DK 624.138.058 : 625.731.2.001.5	
<i>W. A. Lewis, B. Sc. Harmondsworth (Engl.):</i>	
Ergebnisse von Bodenverdichtungsversuchen am Briti- schen Straßenbaulaboratorium. Mit 5 Abbildungen ..	459
DK 624.131.431.2 : 621.38	
<i>Dipl.-Ing. H. Menkhoff, Aachen:</i>	
Dichtemessung mittels radioaktiver Isotope. Mit 4 Abbildungen	465
DK 624.191.944.6	
<i>Prof. Dr.-Ing. W. Barth, Prof. Dr.-Ing. F. Raab, Karlsruhe, und Prof. Dr.-Ing. R. Klein, Darmstadt:</i>	
Eine neuartige Lüftungsanlage im Lämmerbuckeltunnel. Mit 5 Abbildungen	469

Kurze Technische Berichte

DK 621.039.42 : 621.311.25 : 624.953	
Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern ..	471
DK 624.012.46 : 69.001.3 (73)	
Spannbetonbestimmungen in Amerika	475
DK 624.21 : 69.057.1 : 621.873.4	
Brückenmontage mit Hilfe zweier 150 t-Derricks. Mit 1 Abbildung	477
DK 624.194 : 666.987-462 (492)	
Neuartige holländische Tunnelkonstruktionen. Mit 2 Abbildungen	477
DK 627.343 : 624.157.7.012.45 : 693.55	
Eine vorgefertigte Stahlbeton-Anlagebrücke. Neue Bau- weise für eine schwere Konstruktion	478
Buchbesprechungen	479
Neuerscheinungen	482
Verschiedenes	
Prof. Dr. Lardy $\bar{t}$, S. 482 — Plastische Statik und Bie- gung doppelt gekrümmter Schalen, S. 482 — Zuschrift zum Beitrag Zimirski, S. 483.	
Mitteilungen aus der Industrie	483

Das vorliegende Schlußheft des 33. Jahrganges enthält die
Bandtitellei, die aus technischen Gründen in die Mitte des
Heftes eingelegt werden mußte

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,
Berlin-Wilmersdorf,
Heidelberger Platz 3,
Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,

Fernsprecher: Sammelnummer 83 03 01.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF Ludwigshafen

Von Dr.-Ing. Hermann Bay, Frankfurt/Main

K 69.032.22 : 72.011.27

1. Allgemeines

In einer Monographie des Hochhauses E 100 der BASF Ludwigshafen [1] sind sämtliche bei der Erstellung des 100 m hohen Gebäudes tätigen Gewerbe, von den Roharbeiten bis zu den notwendigen Heizungen, Lüftungen und Inneneinrichtungen beschrieben. Dort ist auch eine

allgemeine Darstellung der Konstruktion des Stahlbetonskeletts enthalten.

Dieses Stahlbetonskelett, dessen Querschnitt, Längsschnitt und Grundriß in den Abbildungen 1, 2 und 3 wiedergegeben ist, gliedert sich in die Teile:

- a) Den Fundamentkörper des dreigeschossigen Kellers mit einem Grundriß von $29,31 \times 52,60$ m.
- b) Den inneren Kern, der aus den Längs- und Querscheiden der Aufzug-, Fahrstuhl-, Treppen- und Versorgungsschächte gebildet wird.
- c) Die Außenstützen des Erdgeschosses und der normalen Zwischendecken.
- d) Die Zwischendecken, als Rippendecken in der Querrichtung über $l = 8,61$ m gespannt zwischen Außenstützen und Kernlängswand.
- e) Die vorgespannte Dachdecke über dem letzten Obergeschoß.
- f) Die Eingangshalle neben dem Gebäude.

Zweck der nachstehenden Ausführungen ist es, auf einige grundsätzliche Gedanken der statischen Berechnung einzugehen, und zwar auf

1. die Schubbewehrung des Fundamentkörpers bzw. seiner Längs- und Querscheiden,
2. die Eigenspannungen der Kernlängswände infolge deren Zusammenhang mit dem Fundamentkörper einerseits und mit Rücksicht auf die Fugenlosigkeit auf die Länge von 52,60 m andererseits,
3. die Bemessung der Säulen, Wände und Decken auf gleiches Kriechen und Schwinden,
4. die Vorspannung der Dachdecke der Eingangshalle.

2. Die Schubbewehrung der Kernwände

Der Keller bildet in seiner Gesamtheit eine rechteckförmige Röhre, die ausgesteift ist durch die Quer- und Längswände sowie Kellerzwischendecken. Die Lage der Quer- und Längswände ist in erster Linie bedingt durch die Flucht der Kernwände sowie die Lage der Außenstützen. Jedem Fußpunkt der in Längsrichtung $l = 8,63$ m voneinander entfernten schweren Stützen des Erdgeschosses entspricht ein Kreuzungspunkt von Längs- und Querscheide.

Durch die so erzielte Verschachtelung entstanden nahezu quadratische Felder, die es gestatten, die eigentliche Fundamentplatte über Felder von

$$\frac{b_x}{b_y} = \frac{8,63}{6,68}$$

kreuzweise zu spannen.

Die Aufteilung der Kellerräume durch die Querscheiden ergab sich aus der Stellung der schweren Erdgeschoßsäulen. Dagegen hätte man auf die Zwischenlängswand verzichten können, jedoch unter Preisgabe der bereits erwähnten günstigen kreuzweisen Abstützung der mit immerhin rd. 40 t/m^2 im Maximum beanspruchten Fundamentplatte.

Die Momente und Querkkräfte in den geschachtelten Längs- und Querscheiden des Kellers wurden folgendermaßen errechnet.

Der Trägerrost der Abb. 4 wurde zunächst statisch bestimmt angenommen dadurch, daß die Längsträger in A

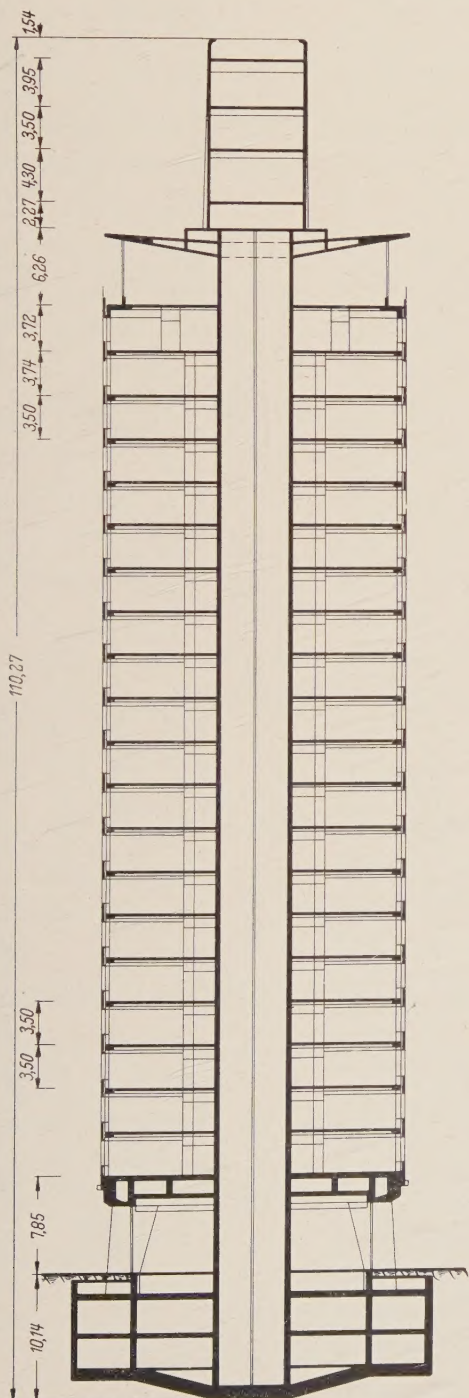


Abb. 1. Querschnitt durch das Gebäude.

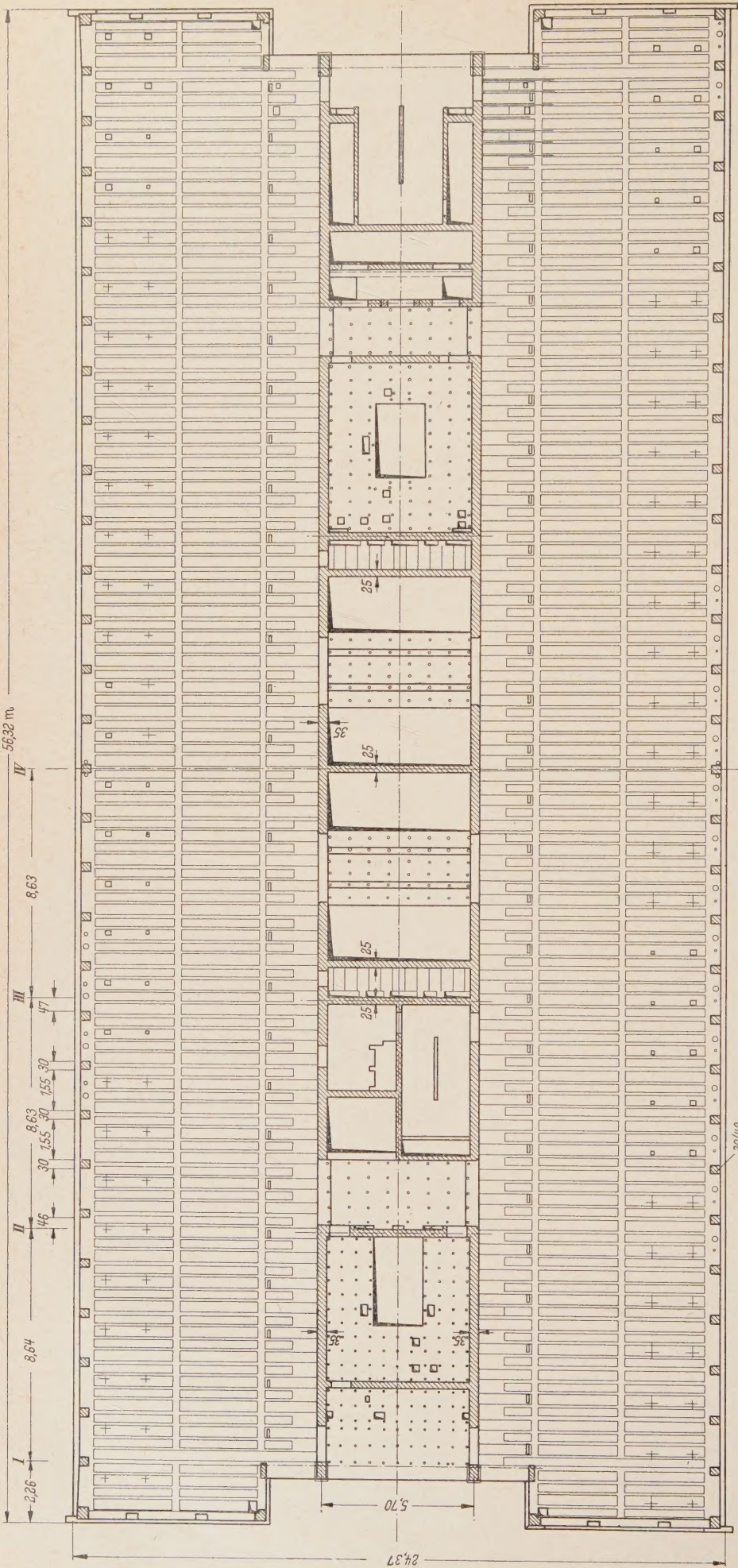


Abb. 2. Grundriß eines Normalgeschosses.

und B als eingehängte Gelenkträger in den Knoten A/I, A/II... B/II... betrachtet werden. Die Lasten der Gelenkträger wurden als Einzellasten auf die Querwände wirkend gesetzt.

Als Überzählige wurden die Momente in den Längswänden A und B an den Knoten eingeführt, die durch das Schließen der Gelenke entstehen. Die Drillsteifigkeit wurde vernachlässigt und so gaben sich die Unbekannten X_1 bis X_{10} .

Der unter dem Knoten liegende Längsträger konnte als unendlich starr angenommen werden.

Mit den auf die Knoten wirkenden Querkraften der Längsträger und der Belastung der Querträger wurden das statisch bestimmte Hauptsystem der Abb. 5 die M_0 -Flächen ermittelt. Außerdem wurden die Momentenflächen für die gedachten Belastung und Verschiebezustand $M_1 = -1$ bis $M_{10} = 1$ am statisch bestimmten Haupttragsystem ermittelt und die zugehörigen Verschiebegrößen $E\delta_{i0}$ errechnet. Anschließend wurden die $E\delta_{i0}$ -Werte zusammengestellt.

Als Beispiel sei Abb. 5 der gedachte Belastungs- und Verschiebezustand $M_2 = -1$ dargestellt.

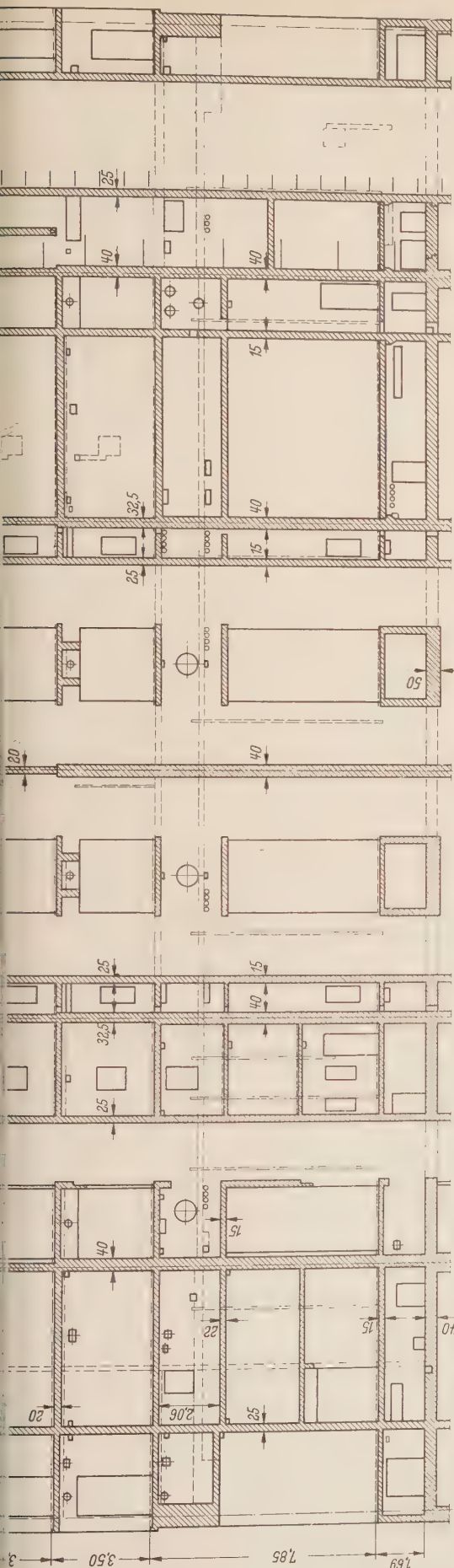
Der Aufbau des Gleichungssystems lautet:

$$\delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 + \delta_{13} \cdot X_3 + \delta_{14} \cdot X_4 + \dots + \delta_{1,10} \cdot X_{10} + E \delta_{10} = 0.$$

Die Auflösung des Systems erfolgte nach dem gekürzten Gaußschen Verfahren.

Als Belastungsfälle kamen in Betracht:

- a) Eigenlast,
- b) Wind quer, Wind längs,
- c) unterschiedliche Bodenpressung von 30 in Gebäudelängsrichtung und -querrichtung.



Achse

Bei Verwendung eines B 300 und St III wurden für die Lastfälle a) und b) die Spannungen 90/100/2000 kg/cm² zugelassen. Für Lastfall c) wurden die Stahlspannungen auf 2400 kg/cm² erhöht. Auf Schub wurde der nach DIN 1045 maximale Wert

$$\tau_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$$

Die wirksamste Bewehrung gegen Schub ist die Verbindung von Bügeln mit Schrägeisen, sofern man nicht an gedrungene wandartige Träger oder Konsolen denkt, in deren Auflagernähe die maximalen Schubspannungen sich mit den Pressungen σ_y und den Spannungen σ_x zu einem Hauptspannungszustand zusammensetzen. Die Längswände sind auf ihre ganze Länge zu betrachten und stellen so normale schlanke Balken dar. In ihnen werden die Schrägstäbe daher die wirkungsvollste Bewehrung auf Schub sein. Da aber, abgesehen von den unteren Längswänden, immer Türdurchbrechungen vorhanden sein werden, ist darauf zu achten, daß bei Anordnung weiterer Geschosse wie im vorliegenden Fall die Türöffnungen der einzelnen Geschosse so verteilt werden, daß die Schrägstäbe vom oberen Rand der Wände nach dem unteren hin durchgeführt werden können. Hier hat sich der planende Architekt, dem die Anordnung der Räume obliegt, beim Konstruktionsentwurf bereits mit dem Ingenieur zu verständigen: Es müssen die Türöffnungen der Höhe nach zunächst, vor allem am Auflager, gegeneinander versetzt werden.

Eine Frage, die hier einer besonderen Erwähnung bedarf, ist das Maß der zulässigen Schubspannung. Die Werte der τ_{zul} der DIN 1045 sollten bei Wänden dann überschritten werden können, wenn aus anderen Gründen die Wanddicke bereits größer ist als ein praktisch und handwerklich zu verarbeitendes Maß von 15—20 cm. Denn die Gründe, die für die Festlegung von τ_{zul} nach DIN 1045 geführt haben, lagen eben darin, die Trägerstege nicht zu dünn — Mörsch sagte: „Nicht zu hungrig“ — werden zu lassen. Was aber für gewöhnliche Hochbauträger gilt, braucht für Wände nicht unbedingt richtig zu sein. Der Verfasser empfiehlt, bei Wänden eine Mindestdicke festzulegen und dann aber das τ_{zul} mit etwa den doppelten Werten der DIN 1045 zu begrenzen.

3. Die Längswände des Kernes

Die Längswände des Kellers der Achse C und D liegen in der gleichen Ebene wie die Kernwände. Sie bilden Scheiben von 52,60 m Länge und ca. 90 m Höhe. In ihrer Ebene greifen die von dem Trägerrost von unten nach oben wirkenden Fundamentkräfte an, von oben nach unten die Lasten der Decken und Wände. Unter der Voraussetzung, daß diese „Wandscheibe“ homogen ist und keine Durchbrechungen (Türöffnungen etc.) enthält, ergeben sich für die Beanspruchungen in der Wand die Diagramme nach Abb. 10. Zur weiteren Sicherheit wurde die Forderung gestellt, daß die Pressungen in den unteren Teilen der Fundamentfuge um 30% erhöht wurden. Das dadurch entstehende idealisierte Spannungsbild ist in Abb. 10 links dargestellt.

Diese Spannungen aus den äußeren Lasten sind aber noch zu ergänzen durch ein System von Eigenspannungen.

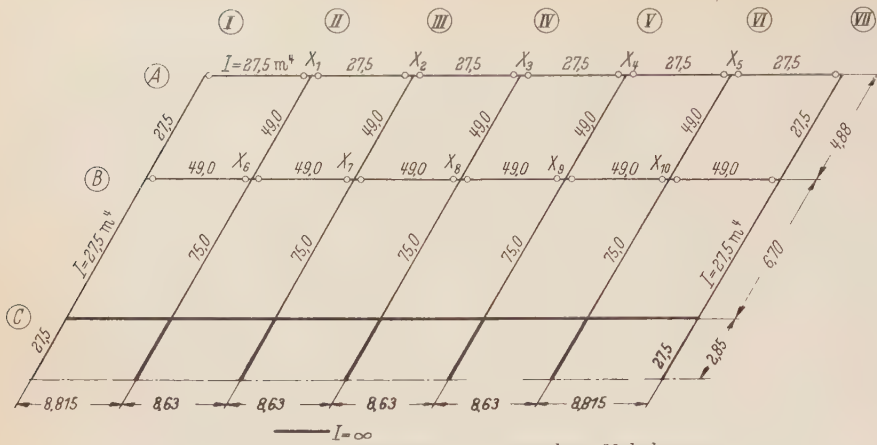


Abb. 4. System des Trägerrostes mit statischen Unbekannten.

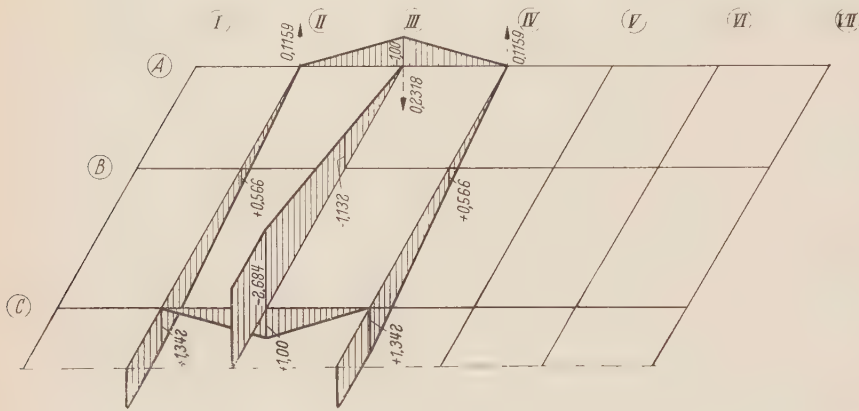


Abb. 5. Gedachter Belastungs- und Verschiebungszustand für $M_2 = -1$.

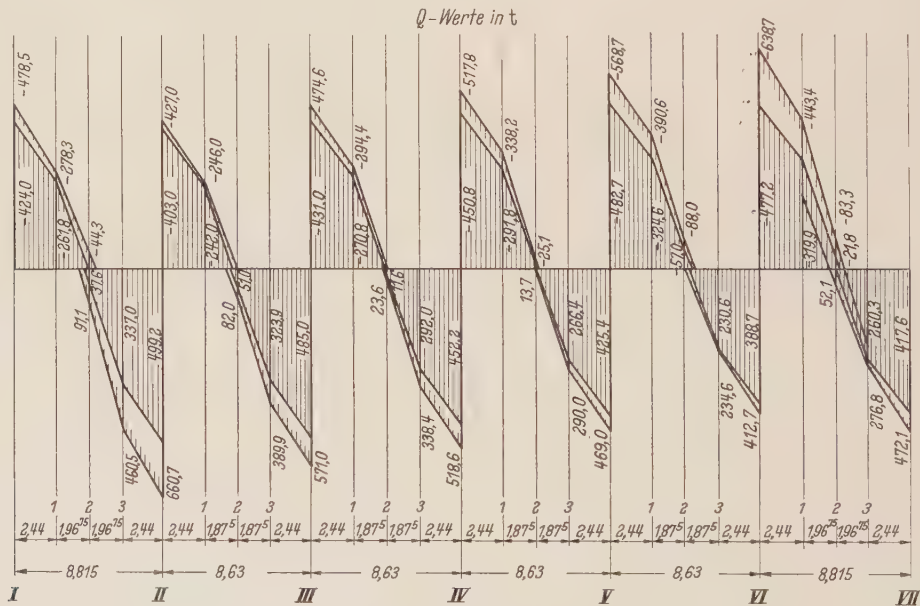


Abb. 6. Maximale Grenzwerte für die Querkräfte der Wand in Achse B.

das bei Längswänden über hochgehenden Fundamenten immer auftritt. Die Kernlängswände sind in Kellerhöhe mit dem Fundamentkörper zusammenhängend zu betrachten. Sie werden ein anderes Schwindmaß besitzen als die Kellerwände.

Da aber gefordert wurde, daß auf die Länge des Gebäudes keine Fuge ausgeführt werden sollte, war den auftretenden Zusatzspannungen infolge Mehrschwindens der aufgehenden Wände gegenüber dem Keller besondere Auf-

merksamkeit zu widmen. Zwar stellen Kernlängswände eine inhomogene Scheibe dar, deren Eigenspannungszustand selbst modellmäßig nicht zu erfassen ist. Über aber wenigstens einen Maßstab der möglichen inneren Kräfte zu bekommen, mußte man von einer weitgehenden Idealisierung Gebrauch machen. Man hat die Scheibe als Kontinuum ohne Störungen durch Öffnungen betrachtet. Die so erhaltenen Zwängungskräfte sind dann unter dem Gesichtspunkt für die Bemessung verwendet worden, daß sie Extremwerte sind, die in Wirklichkeit stets kleiner sein werden.

An der Nahtstelle (Abb. 11) zwischen Keller und aufgehender Wand entsteht bekanntlich durch verhindertes Meerschwinden des oberen Wandteils gegenüber dem unteren Kellerteil eine Schubkraft S , deren Größe aus der Bedingung

$$\epsilon_0 = \epsilon_u$$

in Höhe der Nahtstelle sich ergibt.

Es ist:

$$\epsilon_u = \frac{\sigma}{E} = \frac{1}{E} \left(\frac{S}{F_u} + \frac{S \cdot e_u}{J_u / e_u} \right) = \frac{S}{E} \left(\frac{1}{F_u} + \frac{e_u^2}{J_u} \right)$$

wenn vorausgesetzt wird, daß der Kellerquerschnitt kein Schwinden relativ zur aufgehenden Wand erfährt. Für die

Wandteil F_0, J_0 wird angenommen, daß das Schwindmaß der Wand

$$\epsilon_s = \alpha \cdot t^0$$

gesetzt wird, d. h. proportional einem noch anzunehmenden Temperaturunterschied

$$\epsilon_0 = \epsilon_s - \frac{S}{E} \left(\frac{1}{F_0} + \frac{e_0^2}{J_0} \right)$$

Aus der Gleichsetzung mit ε_u ergibt sich nach einiger Umrechnung:



Abb. 7. Grenzwerte der Momente in Achse III

a) um die Fensterflächen möglichst groß zu erhalten,



Abb. 8. Bewehrung der Querwand in Achse III.

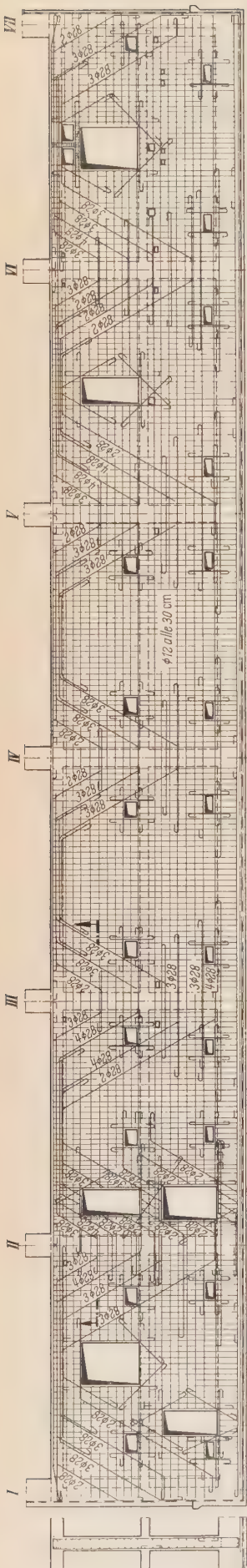


Abb. 9. Bewehrung der Längswand in Achse B.

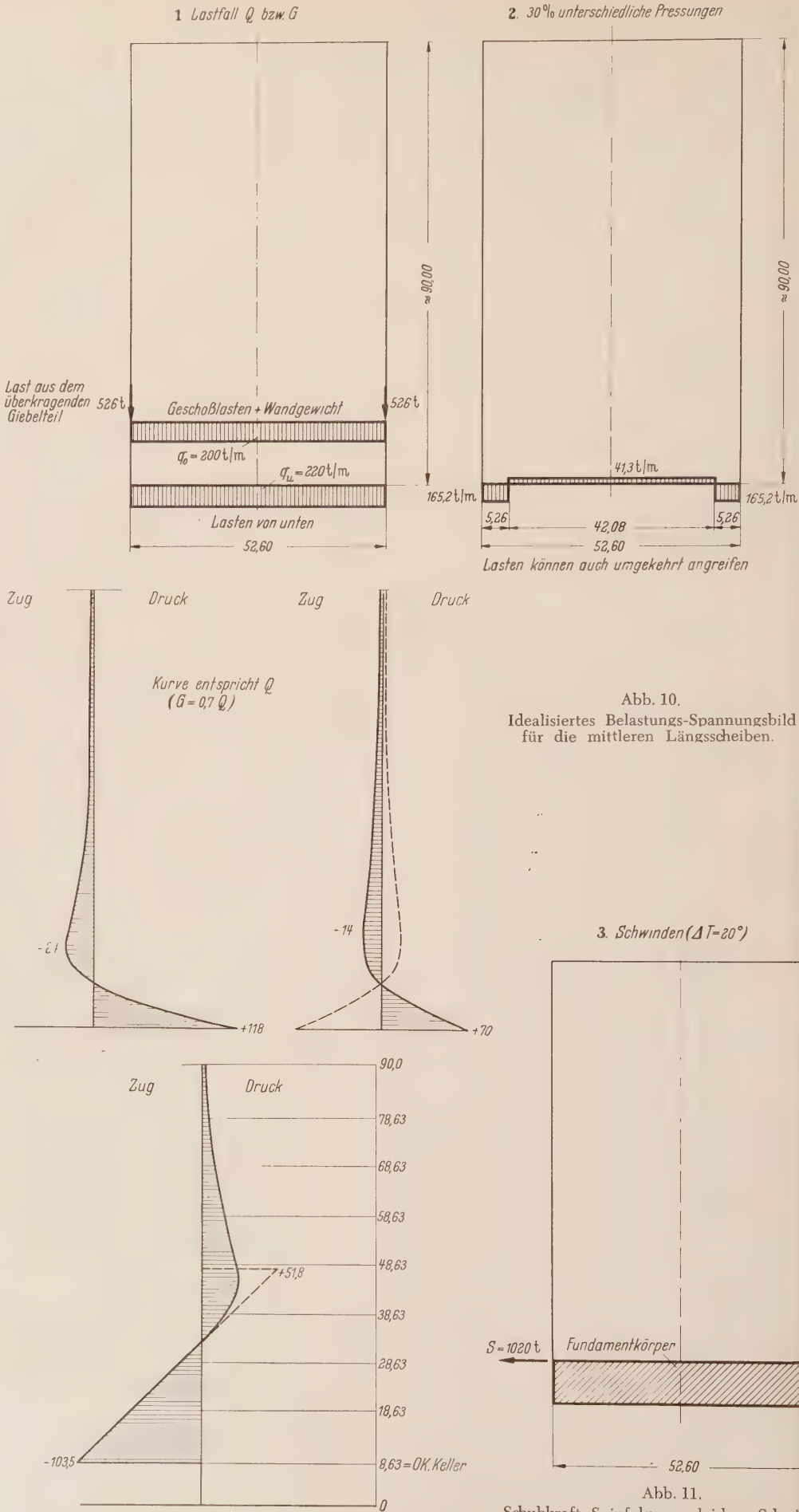


Abb. 10. Idealisiertes Belastungs-Spannungsbild für die mittleren Längsscheiben.

Abb. 11. Schubkraft S infolge ungleichen Schwind zwischen Fundamentkörper und aufgehender

Abb. 12. Spannungsbild für 20° Temperaturabfall.

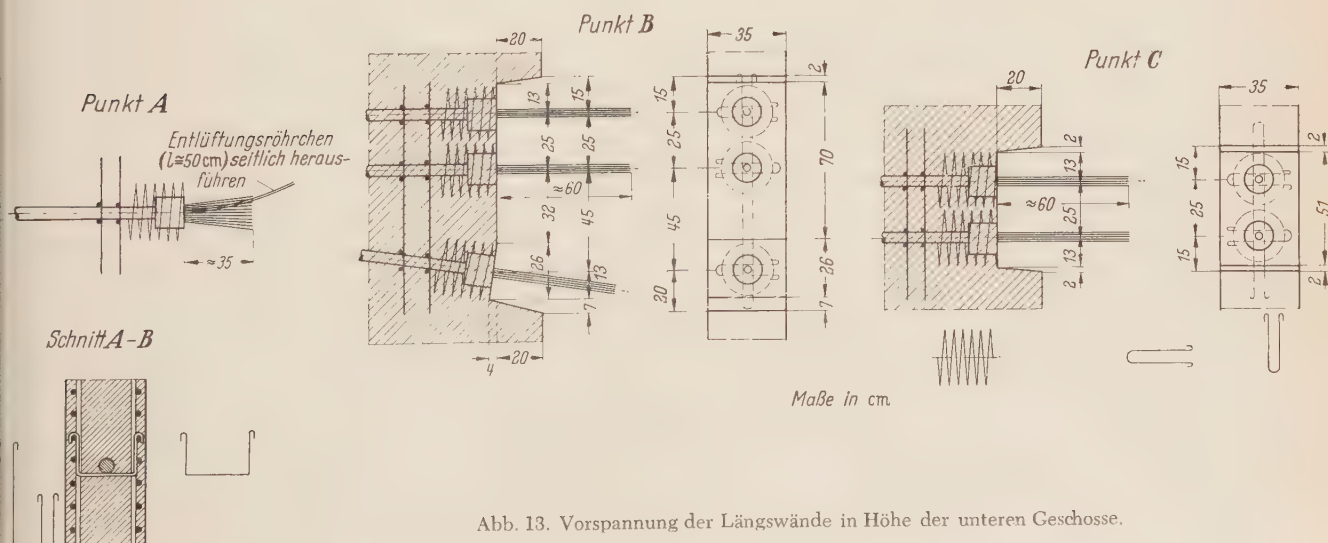


Abb. 13. Vorspannung der Längswände in Höhe der unteren Geschosse.

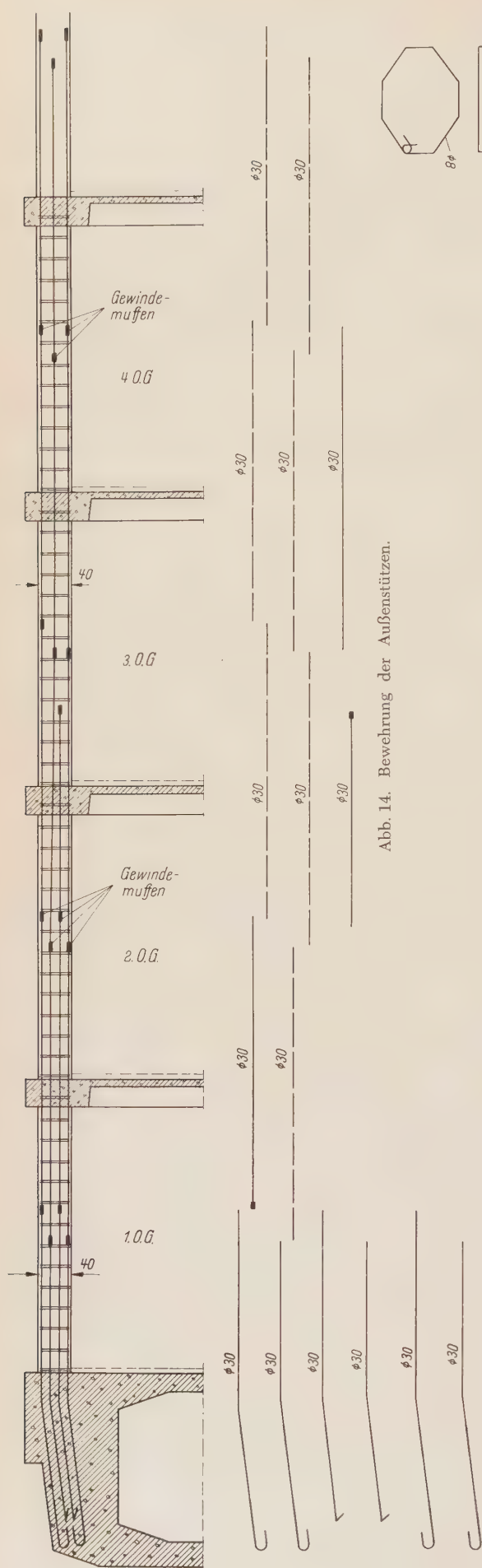
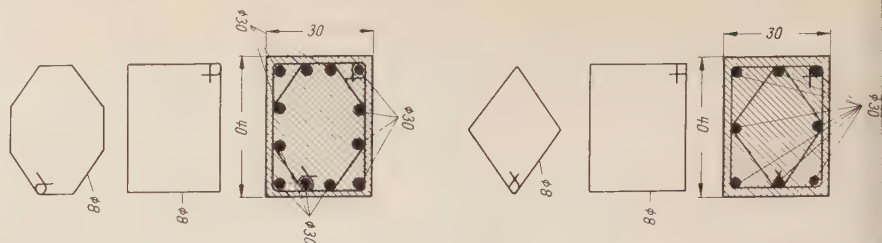


Abb. 14. Bewehrung der Außenstützen.



b) um sie tunlichst nur für zentrische Lasten zu beanspruchen durch Fernhalten der Momente aus Windlasten und elastischer Deckeneinspannung.

Gesamtzulässige Querschnittsabmessungen im ersten Obergeschoß waren daher mit 30/40 cm bei einer Entfernung von 1,81 m und Deckenspannweiten von 8,61 m festgelegt. Das führte z. B. im ersten Obergeschoß zu folgender Bemessung:

Maximale Auflast:

$G + P = 188,7 \text{ to}$; $M = 4,8 \text{ mt}$ aus der elastischen Deckeneinspannung.

Mit $n = 10$, $F_e = 85 \text{ cm}^2$, $F_b = 1200 \text{ cm}^2$ wurde

$$F_i = 2050 \text{ cm}^2,$$

$$J_i = 31,2 \text{ dm}^4, \quad W_i = 15\,600 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma = \left(\frac{188\,700}{2050} \pm \frac{480\,000}{15\,600} \right) \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_t = 123 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 117 \text{ kg/cm}^2,$$

bei Verwendung eines B 450 und $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ für St I. Die maximal also mit rd. 7% bewehrten Säulen mußte sorgfältige Herstellung ermöglichen. Dies wäre bei normaler Ausbildung des Stoßes der Bewehrung in Deckenhöhe nicht mehr sicher möglich gewesen. Aus diesem Grunde hat man die einzelnen Bewehrungsstäbe, wie in Abb. 14 gezeigt, mit Spannschlössern gestoßen. Es ist außerdem bekannt, daß infolge von Stoßwirkungen, wie sie etwa bei Explosionen vorkommen, in der Höhe des üblichen Überdeckungsstoßes einer Stütze besonders ungünstige Brucherscheinungen auftreten. Gleichzeitig war gewünscht, dem Stützenstrang von oben nach unten eine durchgehende Zugarmierung zu geben.

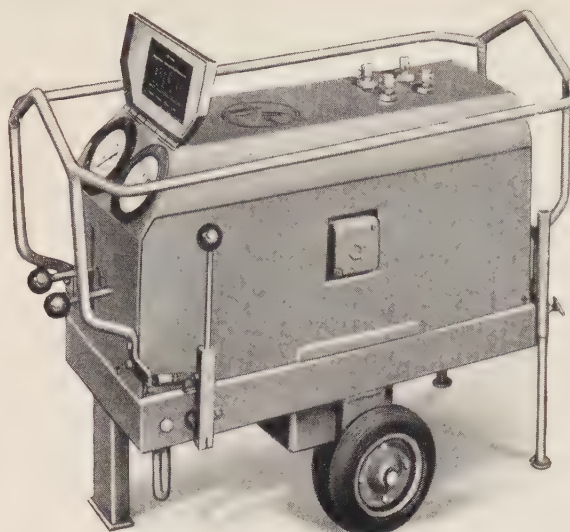
Zwischen diesen Außenstützen und den Längswänden des Kerns spannt sich nun aber die Eisenbetonrippendecke der einzelnen Geschosse. Diese Decken sind mit den Außenstützen elastisch drehbar verbunden, in den Kernwänden dagegen eingespannt. Beide Stützungen der Decken haben aber das Bestreben, aus Kriechen und Schwinden zeitabhängig sich zusammenzudrücken. Bei verschiedenem Setzmaß der dünnen Außenstützen gegenüber den Kernwänden könnte dies zu relativen Stützensenkungen und damit zu unerwünschten Zusatzspannungen führen. Es kommt aber hinzu, daß diese Setzmaße sich mit zunehmender Stockwerkshöhe vergrößern, so daß die obersten Deckenträger mehr und mehr sich parallelogrammartig gegenüber den lotrechten Stützen verschieben können. Dies könnte für die Einbauwände unangenehme Folgen haben.

Aus diesen Gründen wurden die Stützen und Längswandquerschnitte in ihrer Bemessung so aufeinander abgestimmt, daß das Kriech- und Schwindmaß ϵ_k und in Verbindung mit der Dauerlast von Stütze und Wand gewählt wurde, daß

$$\Delta l_k + \Delta l_s = (\sigma \cdot \epsilon'_k + \epsilon'_s) l$$

Spannverfahren »FREYSSINET«

Ausführung der
Spannarbeiten
für
Bauunternehmen



Elektrische Hochdruck-Pumpe
Spezial-Steuerung für 2 Pressen und 3 Arbeitsgänge
Betriebsdruck 500 atü max.



VORSPANN-TECHNIK G.M.B.H.

Düsseldorf, Kaiser-Friedrich-Ring 38

Tel. 5 56 51

FS 08 58 1943



WAYSS & FREYTAG

Aktiengesellschaft

HOCH- UND TIEFBAU SPANNBETON



FRANKFURT A.M.

Neue Mainzer Str. 59

NIEDERLASSUNGEN

Augsburg · Berlin · Bremen · Düsseldorf · Essen
Frankfurt a.M. · Hamburg · Hannover · Karlsruhe
Kassel · Kiel · Köln · Mannheim · München
Neustadt/Weinstr. · Nürnberg · Stuttgart · Trier

*Hochhaus der BASF in Ludwigshafen a. Rh.
Gesamthöhe 123 m (Gemeinschaftsarbeit)*

GRÜN + BILFINGER AG
BAUUNTERNEHMUNG · HAUPTVERWALTUNG MANNHEIM

BERLIN
DORTMUND
DUSSELDORF
ESSEN
FRANKFURT
FREIBURG
HAMBURG
HANNOVER
KASSEL
KIEL
KOBLENZ
KÖLN
MANNHEIM
MÜNCHEN
NÜRNBERG
PASSAU
STUTTGART
WILHELMSHAVEN
WÜRZBURG



B

Die Statik im Stahlbetonbau

Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik.
Von Dr.-Ing. **Kurt Beyer**, ehem. ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. — Zweite, vollständig neu bearbeitete Auflage. Zweiter berichtigter Neudruck. Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. XII, 804 Seiten Gr.-8°. 1956.

Ganzleinen DM 66,—

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

W A A G N E R - B I R Ó

WIEN AKTIENGESELLSCHAFT GRAZ



Absenken einer
Turbinen-
Einlaufschütze
zum Kraftwerk
Panchet Hill,
Bengalen

Größe der Tafel:
5 × 9,2 m

Stückgewicht: 31 t

ZENTRALE: WIEN V · MARGARETENSTRASSE 70 · ÖSTERREICH

für beide etwa gleich groß wurden, d. h. maßgebend war für die Wahl der Querschnitte von Stütze und Wand gleiches Kriechen und Schwinden.

Das durch die Bewehrung μ ‰ abgeminderte Kriechmaß ε'_k ist [4]:

$$\varepsilon'_k = \frac{1}{\mu \cdot E_c} \left(1 - e^{-\frac{\mu}{1+n' \cdot \mu} \cdot E_c \cdot \varepsilon_k} \right)$$

und das entsprechende Schwindmaß ε'_s :

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_s \cdot \varepsilon'_k}{\varepsilon_k} = \frac{\beta}{\mu \cdot E_c} \left(1 - e^{-\frac{\mu}{1+n' \cdot \mu} \cdot E_c \cdot \varepsilon_k} \right).$$

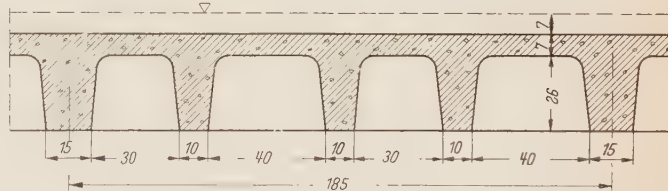
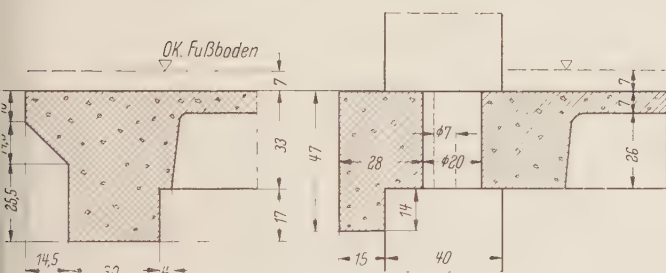
Hier bedeuten mit den Bezeichnungen nach Mörsch:

ε_k das Kriechmaß (Dimension cm^2/kg),

ε_s die (angenommene) Proportionalität zwischen Schwind- und Kriechkurve.

Ohne Kriecheinfluß wird bekanntlich das durch die Bewehrung μ ‰ reduzierte Schwindmaß

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_s}{1 + n \cdot \mu}.$$



Maße in cm.

Abb. 15. Deckenquerschnitt.

um einen Überblick über die allgemeinen Verhältnisse zu geben, sei auf die in Mörsch [4] aufgestellte Tafel verwiesen. Aus ihr erkennt man, daß bei Bewehrungsprozentsätzen, wie sie bei den Außenstützen vorliegen, ε etwa auf die Hälfte bzw. ein Drittel von ε_s (Beton-schwinden ohne Bewehrung) sinken kann.

Für die Außenstützen ergab die Durchführung der Berechnung nach Tafel (S. 482) den Wert

$$\Delta l = 4,48 \text{ cm},$$

wenn mit einer Dauerlast von $G + \frac{P}{2}$ gerechnet wurde.

Eine ähnliche Untersuchung wurde für die Kernwände durchgeführt und Querschnitt F_b und F_e für diese so gewählt, daß für das Kriechen und Schwinden dieser Wände der Wert

$$\Delta l = 4,79 \text{ cm}$$

erhalten werden konnte. Berücksichtigt man noch, daß das Kriech- und Schwindmaß der wenigen Scheiben nur 75 ‰ der Werte der Stützen erreichen kann, dann ergab sich in 19. Obergeschoß eine relative Setzung zwischen Außenstütze und Kernwand von

$$4,48 - 0,75 \cdot 4,79 = 0,88 \text{ cm}.$$

Da gleichzeitig die Untersuchung der Decken ergab, daß eine relative Stützensenkung von 1,33 cm auftreten kann, ohne daß die zulässigen Spannungen überschritten würden, ist damit ein hoher Grad von Unempfindlichkeit gegen einseitige Setzungen der Stützen und Wände erreicht.

Ähnliche Überlegungen wurden auch im Querschnitt des Gebäudes angestellt. Die Kernwände und Deckenplatten (Abb. 15) sowie deren Rand und aussteifender Längsträger wurden so bewehrt, daß das Schwindmaß ε'_s für alle Teile nahezu gleich war. (ε'_k braucht hier wegen Fehlens einer Normalkraft nicht berücksichtigt zu werden.)

5. Die formtreue Vorspannung und die Konstruktion der Stützen des Daches der Eingangshalle

Einer besonderen Erwähnung bedarf noch das Dach der Vorhalle. Im Grundriß trichterförmig, im Aufriß eine gebrochene Fläche, bestand der Wunsch des Architekten, nur lotrechte feingliedrige Säulen als Unterstützung anzuordnen. Dies bedingte einerseits, daß die horizontale Versteifung des Hallendaches den dünnen Stützen nicht zugewiesen werden konnte. Die Dachplatte wurde vielmehr in ihrer Eigenschaft als horizontaler Träger an der Stelle ihrer Einmündung in das Hauptgebäude auf Biegung und Querkraft angeschlossen. Dazu wurden Bolzengelenke

zwischen Gebäudestützen und Platte angeordnet, die in Rohren geführt wurden, so daß der Bolzen in Richtung der Mantellinie und in vertikaler Richtung freie Beweglichkeit besaß (Abb. 16). Die aufzunehmende Querkraft der Bolzen betrug 11 to. Andererseits war am Stützenkopf der kreisrunden Säulen 12—14 und 1—6 ein möglichst einfacher monolithischer Übergang erwünscht, ohne Einschaltung zentrierender Gelenke (um nur reine zentrische Beanspruchung der Säulen zu gewährleisten).

Fehlen aber Gelenke, so könnte der Fall eintreten, daß durch das zeitabhängige Kriechen das Auflager der Dachplatte sich verdreht, mit ihm auch der biegefest verbundene Stützenkopf. Als Folge hiervon könnte eine Überbeanspruchung der Säule und unter Umständen ein Ausknicken eintreten.

Hier konnte nur die „formtreue“ Vorspannung Abhilfe schaffen. Es wurden die Rippen der Hohlplatte nur in einer Richtung gelegt unter Verzicht auf die flächenmäßige Auswirkung der Last nach zwei Hauptrichtungen. Vorversuche hatten nämlich an Hand von Modellmessungen ergeben, daß die Übersicht über die Hauptmomente bei der unregelmäßigen Form der Platte sehr schwierig zu erhalten und die formtreue Vorspannung nach mehreren Richtungen kaum zu erreichen sein wird.

Aus diesem Grunde hat man die Hauptrippen als einfache Träger auf zwei Stützen vorgespannt. Die Exzentrizität der Bündelschwerachse wurde an der Stelle des größten Momentes so festgelegt, daß für die Lastfälle Vorspannung, Eigenlast + Kriechen und Schwinden nur konstante Spannungsverteilung im Querschnitt vorhanden ist. Wird dann weiter die Exzentrizität der Bündelschwerachse

den etwas verschiedenen Belastungen nicht für alle Rippen gleiche Werte $\sigma = V/F$ erhalten werden konnten. Dies hat wiederum verschiedene Axialverkürzungen

$$\Delta l = l \cdot \frac{V}{E F}$$

für die verschiedenen Rippen zur Folge. Der gegenseitige Unterschied blieb jedoch klein und daher vernachlässigbar.

Es bleibt zu erwähnen, daß die axiale Verkürzung der Rippen eine zusätzliche horizontale Verschiebung der Stützenköpfe hervorruft, die aber in ihrer Auswirkung auf zusätzliche Beanspruchung der Säulen sehr klein bleibt.

Die gebrochene Dachform war der Grund für besondere Überlegungen bei der Herstellungsfolge. Zuerst wurde die beiden Flächen I und II (Abb. 16) betoniert und vorgespannt. Erst nach dem Vorspannen wurden die starren geneigten Schrägflächen F_{III} und F_{IV} schlaff bewehrt und betoniert. Längs der Kante $a-a$ wurde eine Arbeitsfuge vorgesehen. Durch diese Maßnahme war folgendes erreicht:

1. Das Abwandern der einachsigen Rippenvorspannung (s. oben) des Teils II in den schlaff bewehrten Deckenteil F_{III} war verhindert. Lediglich die zeitabhängige Achsverkürzung durch die Vorspannkraft des Feldes F_{II} bedingte zusätzliche Verzerrungen über die Kante $a-a$ in den Teil F_{III} , die vernachlässigt wurden.

2. Obschon keine eigentlichen Binderscheiben in den Stützebenen 12—14 und 1—6 vorhanden sind, bestand aber doch die Möglichkeit einer mindestens teilweise faltwerksartigen Abstützung der lotrechten Lasten über die Kante $a-a$ hinweg, wenn die Flächen F_{II} und F_{III} zusammen hergestellt worden wären. Durch die getrennte Herstellung der Flächen F_{II} und F_{III} bekam man auch in dieser Hinsicht klare und statisch übersehbare Verhältnisse.

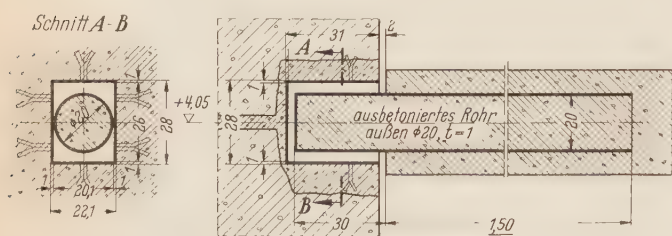


Abb. 16a. Einzelheiten des Anschlusses der Dachplatte an das Hauptgebäude.

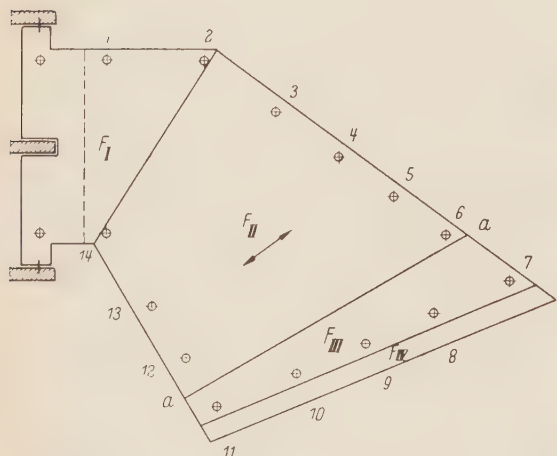


Abb. 16. Grundriß des Vordaches mit Anschluß an das Hauptgebäude.

in den übrigen Schnitten in jeweils gleichem Verhältnis zum Biegemoment gesetzt, so werden alle übrigen Schnitte mit sehr großer Annäherung ebenfalls formtreu vorgespannt. Bündelschwerachse und Momentenlinie müssen affine Kurven sein. Die Querkräfte werden auf diese Weise gerade aufgehoben.

Bei der Wahl der Größe der Vorspannung ist zu bedenken, daß ein Zuviel an Vorspannung ebenso schädlich sein kann als ein Zuwenig. Es wurde daher die Endkriechzahl φ sehr vorsichtig mit 2,0 festgesetzt, da die Werte φ der DIN 4227 etwas hoch gegriffen erscheinen, was sich bei üblicher Berechnung günstig, im vorliegenden Fall aber ungünstig auswirkt. Als Beispiel sei die Untersuchung der Rippe 2 mit $l = 17,94$ m angeführt (Abb. 17). Der Bündelschwerachse wurde die Form gegeben:

$$y = 5,0 + 0,2485 x^2,$$

und für Vorspannung + Eigenlast + Kriechen und Schwinden bei einer Vorspannung mit 5 Bündeln $\Phi 12 \times 8$ die Spannungen erhalten:

$$\sigma_0 = 56,6 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_u = 58,8 \text{ kg/cm}^2$$

(Mittelschnitt).

Das Tragwerk wurde so in einzelne Plattenstreifen aufgeschnitten (jeweils zu einer Rippe gehörend). Diese Streifen waren nun nicht alle gleich lang, so daß zusammen mit

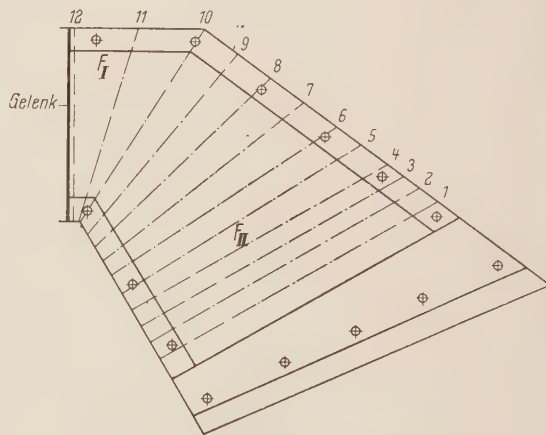


Abb. 17. Rippenanordnung des Vordaches.

Außerdem wurden die Stützenköpfe 7—11 in Form eines einfachen Betonfedergelenks etwas eingeschnürt, um jeden Rest einer eventuellen Verbiegung der Säulen 7—11 auszuschließen, was bei den Säulen 12—14 und 1—6 durch die formtreue Vorspannung ausgeschlossen wurde.

Die biegefest mit der Dachplatte verbundenen Säulen 12—14 und 2—6 erhalten noch folgende zusätzliche Momente:

a) aus Temperaturänderung und Schwinden (keine Werfen, nur Achsverkürzung angenommen),

b) aus Δt_0 zwischen Oberkante und Unterkante Dachplatte,

c) aus elastischer Verkürzung und Kriechen der vorgespannten Träger.

Lastfall a) wirkt sich als Verschiebungsgröße in Richtung des Radiusvektors zum Verschiebemittelpunkt B aus, während b) und c) ihre Wirkungsrichtung in der Verbindungslinie zweier gegenüberliegender Trägersauflager haben.

Durch geometrische Addition (Abb. 18) wurden die maximalen Stützenkopfmomente und die Säulenbeanspruchung mit $\sigma_{0\max} = 150 \text{ kg/cm}^2$ i. M. gefunden. Mit Rücksicht darauf, daß

a) das eingeführte Schwindmaß und der Temperaturabfall $\Delta = -35^\circ$ in die Rechnung eingeführt waren und

b) das Moment in der Stütze durch Biegekriechen seinerseits wieder abgebaut wird,

hat man die Überschreitung von $\sigma_{zul} = 120 \text{ kg/cm}^2$ als zulässig erachtet.

Literatur

1. Das Hochhaus der BASF. Planung — Ausführung — Erfahrungen. Eine Monographie, herausgegeben von der Badischen Anilin- & Soda-Fabrik A.G., Ludwigshafen. Verlag Julius Hoffmann, Stuttgart 1958.

2. H. Bay: Kriechen und Schwinden beim Spannbeton. Baurundschau, Zeitschrift für Bau- und Wohnungswesen (1947), H. 1, S. 24 ff.

3. H. Bay: Bemessung wandartiger Träger. Beton- und Stahlbetonbau (1952), H. 3, S. 54 ff.

4. E. Mörsch: Statik der Gewölbe und Rahmen. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1947. Auflage S. 472.

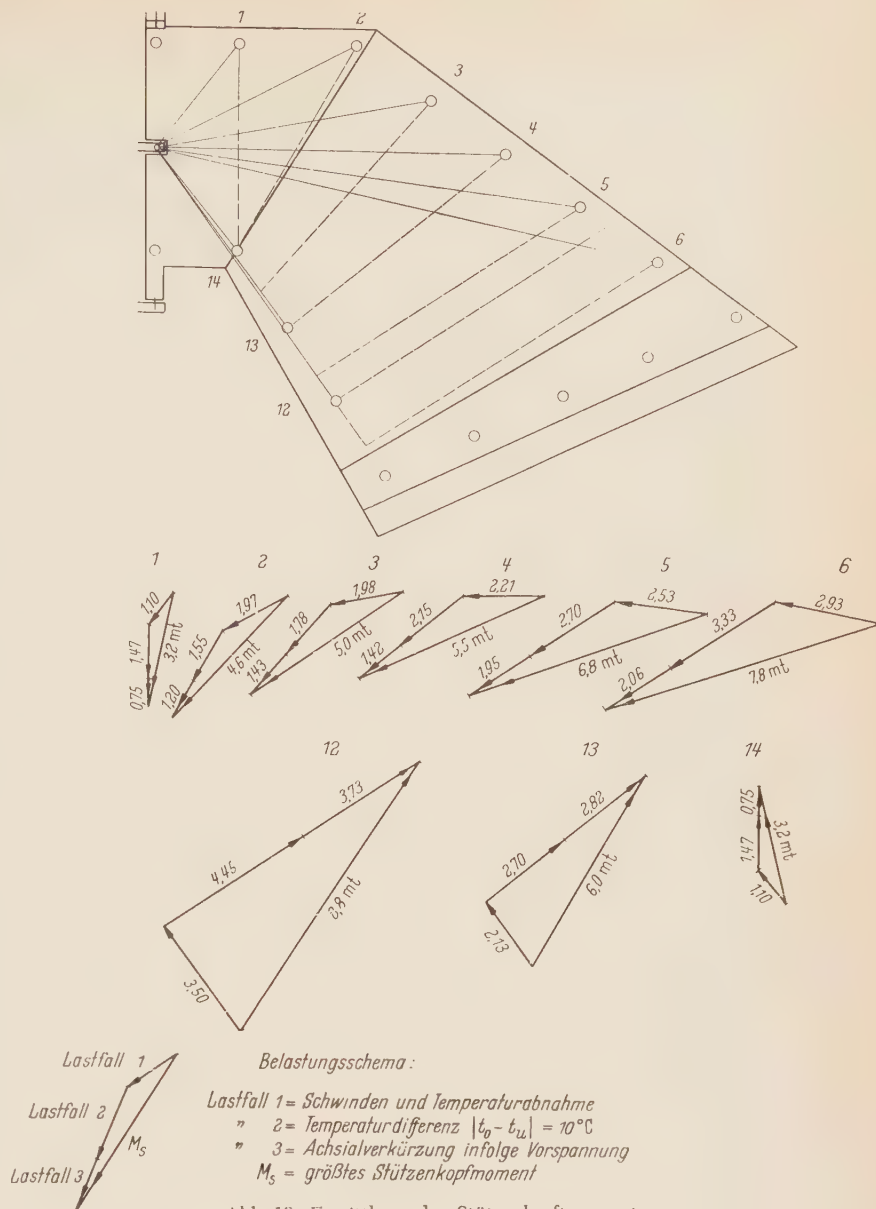


Abb. 18. Ermittlung der Stützenkraftmomente

Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem zweiachsigen Druckspannungsfeld

Von R. Hiltcher¹, B. Pant² und P. B. Chaulia³

K 627.823.04 : 624.191.04

Übersicht. Die spannungsoptische Bestimmung der totalen Zugkraft an Öffnungen in einem Druckspannungsfeld (als Grundlage für die Bemessung einer Bewehrung) wird in Weiterentwicklung einer früheren Arbeit nun auf zweiachsige Druckspannungsfelder ausgedehnt. Die Untersuchungen erstrecken sich zunächst wieder auf rechteckige, elliptische und aus beiden zusammengesetzte Öffnungsprofile. Messungen an anderen Profilformen sind in Vorbereitung.

Einleitung

Es ist bekannt, daß sich oberhalb und unterhalb von Öffnungen in einem einachsigen auf Druck beanspruchten Feld Zugzonen ausbilden. Solche Öffnungen können auch in einem zweiachsigen Spannungsfeld liegen. So erhalten

z. B. Kontrollgänge, die in einer Talsperre parallel zur Dammachse verlaufen, neben vertikalem Druck auch horizontalen Druck, bedingt durch den Wasserdruk. Der Querschnitt von Wasserdurchlaßstollen senkrecht zur Dammachse andererseits liegt im Gebiet der horizontal gerichteten Biegespannungen des Dammes um eine vertikale Achse, die in gewissen Fällen sogar Zugspannungen von geringer Größe sein können.

Für die folgenden Untersuchungen wird vorausgesetzt, daß das Profil der Öffnung symmetrisch zu den Hauptdruckrichtungen, d. h. zum Vertikaldruck p_v und zum Horizontaldruck p_h liegt. Außerdem soll die Öffnung von der Art eines längeren Tunnels sein, so daß ein ebener Deformationszustand vorliegt, der im Modellversuch und in der Rechnung durch einen gleichwertigen ebenen Spannungszustand ersetzt werden kann. Man kann sich nun leicht anschaulich machen, daß man durch steigenden zusätzlichen Seitendruck p_h die durch den Vertikaldruck p_v bedingten Zugspannungen an Scheitel und Sohle des Profils mehr und

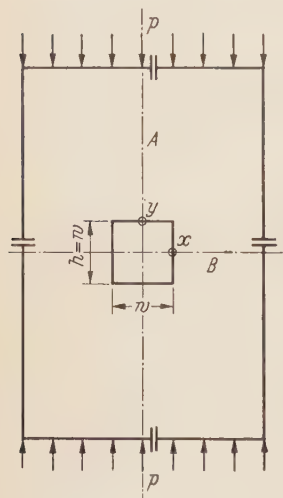
¹ Dozent für Spannungsoptik, Königl.-Techn. Hochschule, Stockholm.

² Deputy Director, Central Water and Power Commission, New Delhi.

³ Research Assistant, Central Water and Power Commission, New Delhi.

mehr kompensieren kann. Bei einem bestimmten Seiten-
druck, der von der Profilform abhängt, verschwinden die
Zugspannungen vollständig, und eine Bewehrung der Öff-

Ausdehnung des Zuggebietes über einen großen Teil des
Bauwerks. Für Betonkonstruktionen wird dieser Fall im
allgemeinen vermieden. Die totale Zugkraft kann jedoch
auch für solche Fälle durch Integration
der entsprechenden Spannungskurven
unter Benützung der nachstehenden
Unterlagen gewonnen werden.



y/nv x/nv	Schnitt A σ_{xA}/p	Schnitt B σ_{yB}/p
0,05	+0,77	-1,72
0,10	+0,59	-1,66
0,20	+0,32	-1,57
0,30	+0,14	-1,47
0,40	+0,04	-1,39
0,50	0,00	-1,31
0,60	-0,03	-1,25
0,80		-1,13
1,00		-1,06
1,20		-1,02

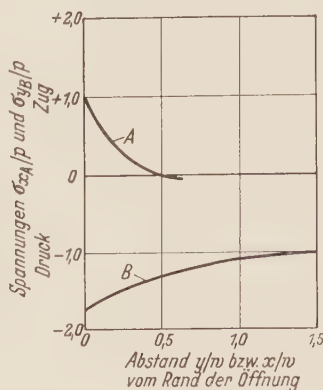
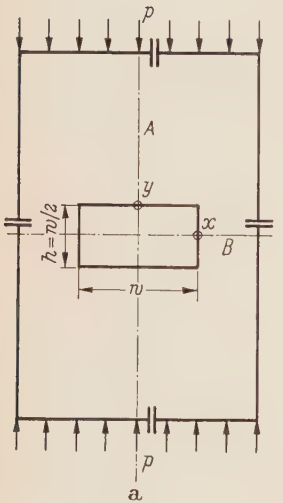
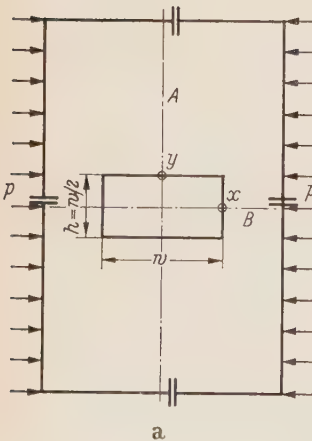
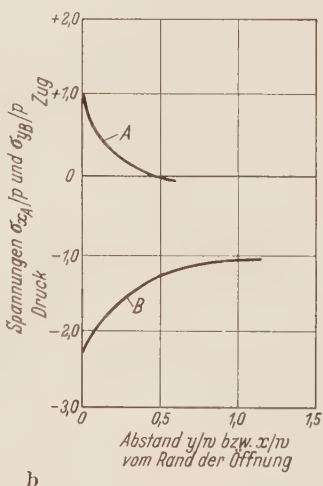


Abb. 1. Tangentialspannungen $\sigma_x A$ (längs Schnitt A) und $\sigma_y B$ (längs Schnitt B) für ein quadratisches Öffnungsprofil unter vertikalem und horizontalem Druck p . (Zur Gewinnung der Spannungsverteilung für horizontalen Druck sind die Kurven für die Symmetrieschnitte A und B zu vertauschen. a) Lageplan, b) Spannungsverteilung.



y/nv x/nv	Schnitt A σ_{xA}/p	Schnitt B σ_{yB}/p
0,05	+0,76	-2,71
0,10	+0,58	-1,95
0,20	+0,34	-1,69
0,30	+0,13	-1,50
0,40	+0,03	-1,35
0,50	-0,02	-1,25
0,60	-0,03	-1,18
0,80		-1,10
1,00		-1,07
1,20		-1,06



y/nv x/nv	Schnitt A σ_{xA}/p	Schnitt B σ_{yB}/p
0,05	-1,41	+0,58
0,10	-1,36	+0,32
0,20	-1,29	+0,06
0,30	-1,22	+0,01
0,40	-1,15	-0,03
0,50	-1,11	
0,60	-1,07	
0,80	-1,03	
1,00	-1,01	
1,20	-1,00	

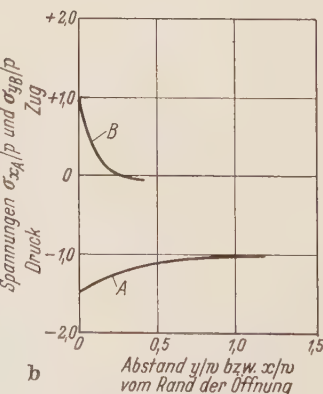


Abb. 2. Tangentialspannungen $\sigma_x A$ und $\sigma_y B$ für ein rechteckiges Öffnungsprofil vom Höhen-Seitenverhältnis $h/w = 0,5$ unter vertikalem (I) und horizontalem (II) Druck p . a) Lageplan, b) Spannungsverteilung.

nung erübrigt sich. Wenn jedoch p_h eine Zugspannung ist
(und p_v Druck wie zuvor), so wächst die totale, durch die
Bewehrung aufzunehmende Zugkraft entsprechend der

wobei konstante Werte von ξ Ellipsen mit den Brenn-
punkten $x = \pm 1$, $y = 0$ ergeben. Für eine elliptische Öff-
nung mit horizontaler großer Achse im ebenen Spannungsfeld

Spannungsoptische Untersuchung für Rechteckprofile

Die Einzelheiten der spannungsoptischen Untersuchung mit Polariskop und Lateralextensometer sind schon in einer früheren Arbeit [1] dargestellt. Im vorliegenden Falle wurde die Spannungsverteilung wieder für Rechtecke vom Höhen-Breitenverhältnis $h/w = 0,5, 0,67, 1,0, 1,5$ und $2,0$ im einachsigen Spannungsfeld gemessen, und zwar jeweils im vertikalen (A) und im horizontalen (B) Symmetrieschnitt (Abb. 1, 2, 3). Da sich einerseits die Profile mit $h/w = 0,5$ und $h/w = 2,0$ und andererseits die Profile mit $h/w = 0,67$ und $h/w = 1,5$ jeweils entsprechen, kann durch Überlagerung der betreffenden Spannungskurven unter Einbeziehung des Druckverhältnisses p_h/p_v für jeden der fünf Fälle die Spannungsverteilung σ_x längs der y -Achse in Abhängigkeit vom Druckverhältnis p_h/p_v gewonnen werden. Durch Integration dieser Spannungsverteilungen erhält man dann die gesuchte totale Zugkraft T , in dimensionsloser Form $T/n, w$.

Der maximal mögliche Fehler wird im vorliegenden Falle wegen der Überlagerung zweier Meßwerte doppelt so groß wie im Falle der früheren Untersuchung, d. h. ca $\pm 3-4\%$ des Höchstwertes. Der wahrscheinliche mittlere Fehler ist jedoch wesentlich geringer, was auch die Messungen bestätigten.

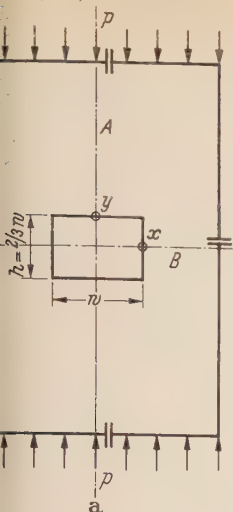
Die Spannungskurven für einachsigen vertikale und horizontale Druckspannung sind in Tabellenform (zum Aufzeichnen für Sonderfälle) und als Kurvenskizzen in den Abb. 1—3 wiedergegeben. Abb. 4 zeigt die totale Zugkraft für rechteckige Öffnungen im gleichförmigen, zweiachsigen Druckspannungsfeld.

Berechnung der totalen Zugspannung für elliptische Öffnungen

Zur Berechnung der Spannungsverteilung um elliptische Öffnungen im zweiachsigen, gleichförmigen Spannungsfeld wird, wie in [1], von einer Lösung von Wolf [2] ausgegangen. Das verwendete elliptische Koordinatensystem ist bestimmt durch

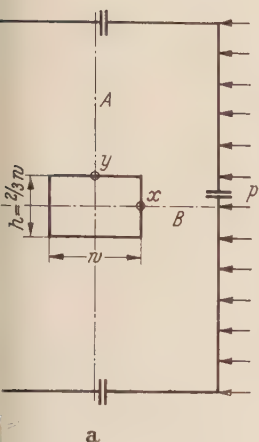
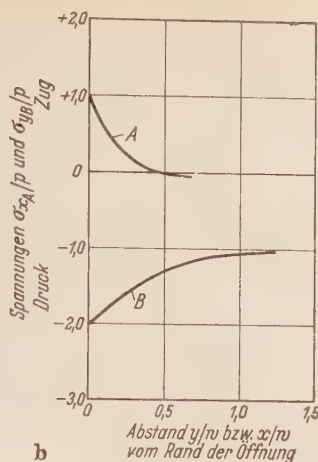
$$x = \cos \eta \cosh \xi$$

$$y = \sin \eta \sinh \xi,$$



I

y/w x/w	Schnitt A σ_{xA}/p	Schnitt B σ_{yB}/p
0,05	+ 0,74	- 1,94
0,10	+ 0,59	- 1,83
0,20	+ 0,35	- 1,66
0,30	+ 0,15	- 1,51
0,40	+ 0,04	- 1,39
0,50	- 0,02	- 1,29
0,60	- 0,04	- 1,21
0,80		
1,00		
1,20		



II

y/w x/w	Schnitt A σ_{xA}/p	Schnitt B σ_{yB}/p
0,05	- 1,55	+ 0,68
0,10	- 1,51	+ 0,47
0,20	- 1,42	+ 0,17
0,30	- 1,34	+ 0,03
0,40	- 1,27	- 0,02
0,50	- 1,21	
0,60	- 1,16	
0,80	- 1,10	
1,00	- 1,06	
1,20	- 1,02	

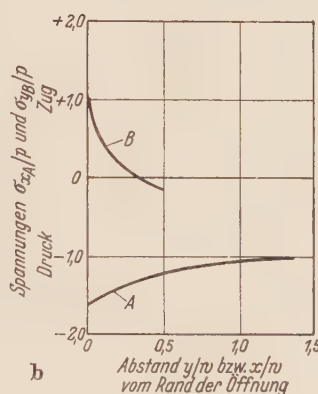


Abb. 3. Tangentialspannungen σ_{xA} und σ_{yB} für ein rechteckiges Öffnungsprofil vom Höhen-Seitenverhältnis $h/w = 0,67$ unter vertikalem (I) und horizontalem (II) Druck p .
a) Lageplan, b) Spannungsverteilung.

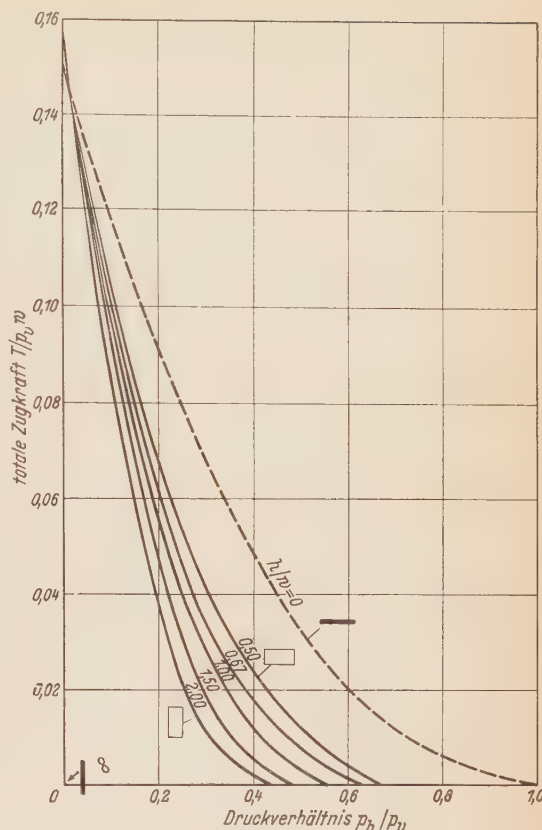


Abb. 4. Totale Zugkraft an rechteckigen Öffnungen im ebenen, zweiachsigen Druckspannungsfeld in Abhängigkeit vom Druckverhältnis p_h/p_v und von der relativen Profilhöhe h/w . Grenzfälle (aus theoretischen Betrachtungen gewonnen): Horizontaler und vertikaler Schlitz, letzterer repräsentiert durch den Koordinatensprung.

feld erhält man für vertikalen Druck p_v allein längs der vertikalen Symmetrieachse (A) die Tangentialspannung

$$\frac{\sigma_{\eta}}{p_v} = \frac{-1}{(\cosh 2a - \sinh 2a)(\cosh \xi + 1)^2} \cdot \left[-\frac{1}{2} \sinh 2\xi \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a + \sinh 2(\xi - a) \} + (\cosh 2\xi + 1) \{ \cosh 2\xi + \cosh 2(\xi - a) \} - \frac{1}{2} (\cosh 2a - \sinh 2a + 1) \sinh 2\xi \cdot (\cosh 2\xi + 2 + \cosh 2a) \right],$$

und für horizontalen Druck p_h allein:

$$\frac{\sigma_{\eta}}{p_h} = \frac{-1}{(\cosh 2a - \sinh 2a)(\cosh \xi + 1)^2} \cdot \left[-\frac{1}{2} \sinh 2\xi \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a + \sinh 2(\xi - a) \} + (\cosh 2\xi + 1) \{ \cosh 2\xi + \cosh 2(\xi - a) \} + \frac{1}{2} (\cosh 2a - \sinh 2a - 1) \sinh 2\xi \cdot (\cosh 2\xi + 2 + \cosh 2a) \right].$$

liegt die große Achse der Ellipse vertikal, so wird die Tangentialspannung längs der vertikalen Symmetrieachse für Vertikaldruck p_v allein

$$\frac{\sigma_{\eta}}{p_v} = \frac{1}{(\cosh 2a - \sinh 2a)(\cosh 2\xi - 1)^2} \cdot \left[-\frac{1}{2} \sinh 2\xi \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a - \sinh 2(\xi - a) \} + (\cosh 2\xi - 1) \{ \cosh 2\xi - \cosh 2(\xi - a) \} + \frac{1}{2} (\cosh 2a - \sinh 2a - 1) \sinh 2\xi \cdot (\cosh 2\xi - 2 + \cosh 2a) \right],$$

und für Horizontaldruck p_h allein

$$\frac{\sigma_{\eta}}{p_h} = \frac{1}{(\cosh 2a - \sinh 2a)(\cosh 2\xi - 1)^2} \cdot \left[-\frac{1}{2} \sinh 2\xi \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a - \sinh 2(\xi - a) \} + (\cosh 2\xi - 1) \{ \cosh 2\xi - \cosh 2(\xi - a) \} - \frac{1}{2} (\cosh 2a - \sinh 2a + 1) \sinh 2\xi \cdot (\cosh 2\xi - 2 + \cosh 2a) \right].$$

Die Verteilung der Spannungen σ_{η} längs des vertikalen und des horizontalen Symmetrieschnittes ist in Abb. 5 für den Fall $h/w = 0,5$ dargestellt, der gleichzeitig dem Fall $h/w = 2,0$ entspricht. Durch sinngemäße Überlagerung der Kurven unter Einbeziehung des Druckverhältnisses p_h/p_v erhält man die Spannungsverteilung längs des vertikalen Symmetrieschnittes für beliebige Druckverhältnisse

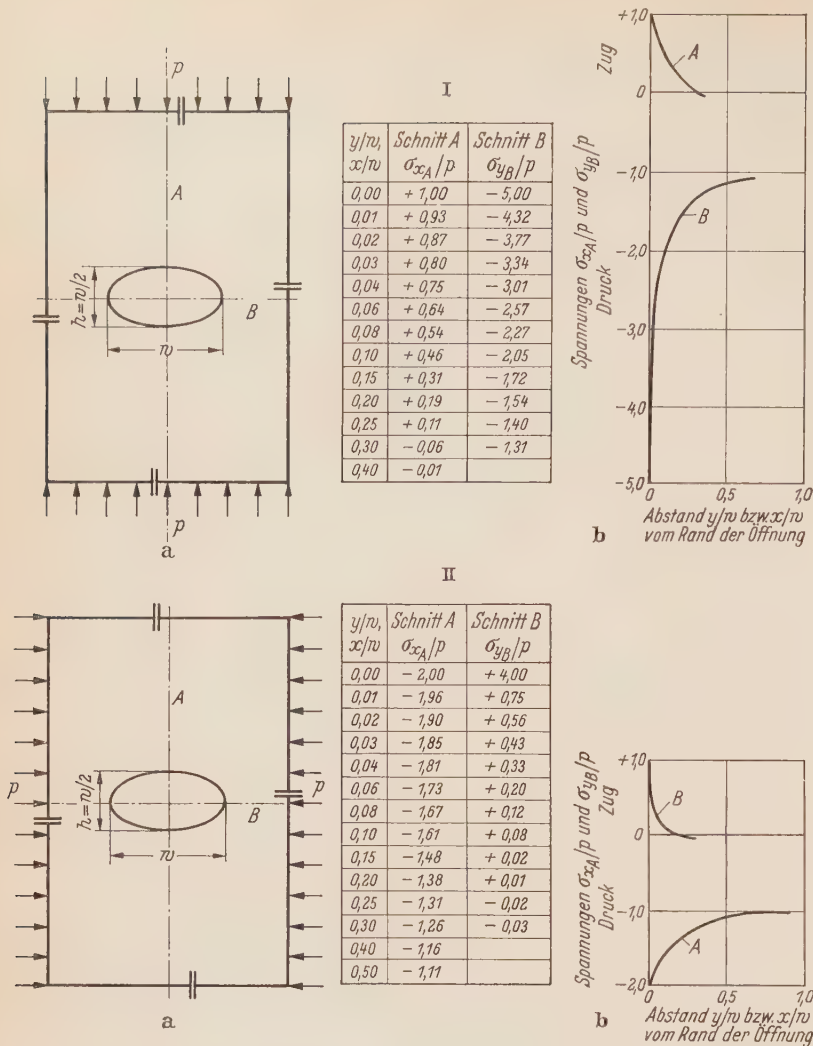


Abb. 5. Tangentialspannungen σ_{xA} und σ_{yB} für ein elliptisches Öffnungsprofil vom Achsenverhältnis (relative Profilhöhe) $h/w = 0,5$ unter vertikalem (I) und horizontalem (II) Druck p . a) Lageplan, b) Spannungsverteilung.

p_v . Aus den aufgezeichneten Kurven läßt sich dann durch graphische Integration die gesuchte totale Zugkraft bestimmen.

Für den Fall der kreisförmigen Öffnung mit $h/w = 1$ können die Spannungskurven und nach deren Überlagerung die totale Zugkraft in gleicher Weise aus der bekannten Kirschchen Lösung [3] ermittelt werden.

Für eine Öffnung in Form eines horizontalen Schlitzes mit $h/w = 0$ ergibt sich im einachsigen vertikalen Druckfeld [1] folgende Tangentialspannung σ_{η} längs der vertikalen Symmetrieachse:

$$\sigma_{\eta}/p_v = 2 \operatorname{Tanh} \xi - 1 - \operatorname{Tanh}^3 \xi$$

und für horizontale Druckspannung p_h

$$\sigma_{\eta}/p_h = 1.$$

Die totale Zugkraft für verschiedene Druckverhältnisse p_h/p_v kann damit in gleicher Weise wie für die anderen elliptischen Öffnungen bestimmt werden.

Abb. 6 zeigt die totale Zugkraft für elliptische Öffnungen vom Achsenverhältnis (relative Höhe) $h/w = 0,5, 1,0$ und $2,0$ mit den Grenzfällen $h/w = \infty$ (vertikaler Schlitz) und $h/w = 0$ (horizontaler Schlitz). Der Fall des vertikalen Schlitzes, bei dem die totale Zugkraft unabhängig von Druckverhältnis p_h/p_v immer gleich Null ist, wird durch den Koordinatenursprung repräsentiert. Zum Vergleich ist auch die Kurve für eine rechteckige Öffnung mit $h/w = 0,5$ eingezeichnet (gestrichelt).

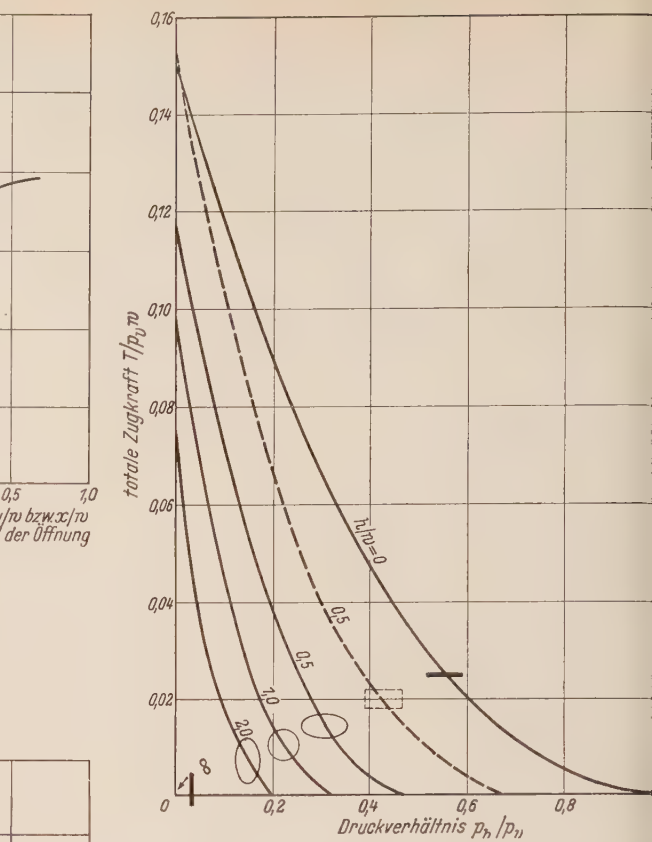


Abb. 6. Totale Zugkraft an elliptischen Öffnungen im ebenen, zweiachsigen Druckspannungsfeld in Abhängigkeit vom Druckverhältnis p_h/p_v und von der relativen Profilhöhe h/w . Grenzfälle: Horizontaler und vertikaler Schlitz, letzterer repräsentiert durch den Koordinatenursprung. Zum Vergleich ist die Kurve (gestrichelt) für eine rechteckige Öffnung von der relativen Höhe $h/w = 0,5$ eingezeichnet.

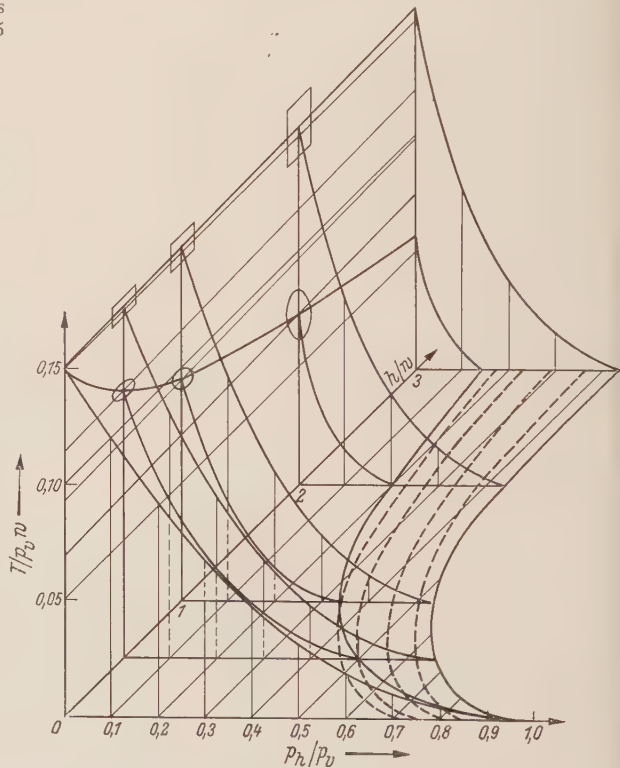


Abb. 7. Totale Zugkraft an Öffnungen im ebenen, zweiachsigen Druckspannungsfeld in Abhängigkeit von Profilform, Profilhöhe h/w und Druckverhältnis p_h/p_v . Interpolation für aus Rechtecken und Ellipsen zusammengesetzte Profile kann nach [1] vorgenommen werden.

Ergebnisse und Schlußfolgerungen

Eine Gesamtdarstellung der Abhängigkeit der totalen Zugkraft $T/p_v w$ an elliptischen und rechteckigen Öffnungen im zweiachsigen, symmetrisch zu den Achsen der Öffnung gerichteten Druckfeld in Abhängigkeit von den beiden Parametern h/w (relative Profilhöhe) und p_t/p_v (Druckverhältnis) ist im räumlichen Diagramm von Abb. 7 gegeben.

Die Ebene $p_h/p_v = 0$ enthält das Diagramm für Vertikaldruck allein, das schon in der früheren Arbeit [1] gezeigt und ausführlich diskutiert wurde. — Jede Ebene $h/w = \text{const.}$ gibt für eine gegebene Profilform (Rechteck oder Ellipse) und Profilhöhe h/w die Abhängigkeit der totalen Zugkraft vom Druckverhältnis p_h/p_v (vergl. Abb. 4 und 6). — Die Ebene $T/p_v w = 0$ schließlich zeigt, welche Profilform und Profilhöhe für ein gegebenes Druckverhältnis gewählt werden müssen, wenn die totale Zugkraft zu Null werden soll. Dieser Fall ist von besonderem Interesse, da hier eine Zugbewehrung der Öffnung überflüssig wird.

Unter Verwendung der in [1] abgeleiteten Verallgemeinerungen in bezug auf Öffnungsprofile, die sich aus rechteckigen Grundprofilen und einer bogenförmigen Überwölbung zusammensetzen lassen, kann aus dem Diagramm

von Abb. 7 die totale Zugkraft für eine große Anzahl praktisch vorkommender Öffnungsprofile folgendermaßen bestimmt werden:

Der Punkt in der Ebene $x_t/r_v = 0$, der sowohl dem gewählten Dach- oder Sohlprofil (angenähert durch einen elliptischen Bogen) als auch der gewählten relativen Profilhöhe h/w entspricht, wird aufgesucht und durch ihn eine Ebene senkrecht zur Achse h/w gelegt. In dieser Ebene zieht man durch den oben erwähnten Punkt eine Kurve, die zwischen den beiden für das Rechteck und für die Ellipse gleicher relativer Profilhöhe und ähnlich diesen beiden verläuft. Diese Kurve gibt die gesuchte Abhängigkeit der totalen Zugkraft $T/p_v w$ vom Druckverhältnis p_h/p_v für das gegebene Profil.

Abschließend möchten die Verfasser ihren Dank aussprechen: Herrn Dr. K. L. Rao, Member (Design and Research), Central Water and Power Commission, New Delhi, für die Erlaubnis zur Veröffentlichung dieser Untersuchung und Herrn I. K. Nihalani für die Durchführung der numerischen Rechenarbeit.

Literatur

1. R. Hiltscher und B. Pant: Bauingenieur 32 (1957), S. 470 bis 474.
2. K. Wolf: Z. techn. Phys. (1921), S. 209—216.
3. G. Kirsch: Z. VDI 42 (1898), S. 797—807.

Ergebnisse von Bodenverdichtungsversuchen am Britischen Straßenbaulaboratorium

Von W. A. Lewis, B. Sc. (Eng.), A.M.I.C.E. Road Research Laboratory,
Department of Scientific and Industrial Research, United Kingdom

Nach einem Vortrag anlässlich der Tagung „Statische und dynamische Verdichtungsvorgänge beim Bauen“ bei der Eröffnung des neuen Institutes für Baumaschinen und Baubetrieb der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen

OK 624.138.058 : 625.731.2.001.5

Zusammenfassung

Seit 1945 führte das Road Research Laboratory in England Versuche über Bodenverdichtung durch. Hierbei wurden planmäßige Untersuchungen unter gleichbleibenden Bedingungen über die Wirkung der meisten in Großbritannien verfügbaren Verdichtungsgeräte durchgeführt.

Die speziell für die Versuche eingerichtete Halle enthält fünf Felder, jedes 5 m breit und 11 m lang, die 1 m hoch mit dem Versuchsboden gefüllt sind. Die für Großbritannien als charakteristisch ausgewählten Versuchsböden sind: fetter Ton, sandiger Ton, gut abgestufter Sand, gleichförmiger feiner Sand und ein Kies-Sand-Tonemisch. Die in diesem Vortrag zusammengestellten Ergebnisse des Großversuchs sagen aus, daß für die Verdichtung eines durchschnittlichen Unterbaues luftbereifte Walzen und schwere Glattwalzen wahrscheinlich die wirtschaftlichsten Geräte sind. Abgesehen von den Versuchen an Verdichtungsmaschinen führte das Laboratorium auch eine Reihe von Untersuchungen grundlegender Natur durch, die eine Erforschung der Schlagverdichtung durch Rammen und den Einfluß der Radlast und des Reifenruckes auf die Leistung von luftbereiften Walzen einschlossen.

Verdichtungs-Großversuche am Straßenforschungslaboratorium

1. Einführung

Seit 1945 führte das Road Research Laboratory (Straßenforschungslaboratorium) ein Versuchsprogramm über Bodenverdichtung durch, bei dem planmäßige Versuche an den meisten Verdichtungsgeräten gemacht wurden. Das Ziel dieser Arbeit war es, Angaben zu schaffen, die dem Ingenieur die Auswahl des geeignetsten Gerätes für die Verdichtungsarbeit ermöglichen. Da alle Versuche auf den gleichen Böden und mit gleicher Versuchstechnik

gemacht wurden, war ein direkter Vergleich zwischen den Leistungen der verschiedenen Gerätearten möglich. Die Ergebnisse vieler dieser Versuche sind schon in den technischen Mitteilungen des Straßen-Versuchslaboratoriums Nr. 17 [1] und 33 [2] veröffentlicht worden.

Neben den Großversuchen an vorhandenen Geräten wurden auch grundlegende Untersuchungen über Bodenverdichtung vorgenommen. Diese Arbeit schloß eingehende Forschungen über Schlagverdichtung von Rammen [3] und den Einfluß der Radlast und des Reifenruckes auf die Leistung von luftbereiften Walzen ein [4].

Dieser Vortrag soll eine kurze Übersicht über die Versuchseinrichtung und die Versuchstechnik des Straßen-Versuchslabors bei der Durchführung der Großversuche geben, sowie eine Zusammenstellung der wichtigsten Ergebnisse, die bei den Forschungen gewonnen wurden.

2. Versuchseinrichtung und benutzte Böden

Die früheren Arbeiten über die Leistung von Bodenverdichtungsgeräten wurden unter Benutzung einer Kreis-Versuchsbahn durchgeführt. Wie Abb. 1 zeigt, wurden darin fünf Versuchsböden in 60 cm tiefen, 3,5 m breiten und ungefähr 14 m langen Segmenten eingebaut. Die nicht selbstfahrbaren Geräte wurden von einer ferngesteuerten elektrischen Zugmaschine geschleppt, die auf den Betonrändern der Kreisbahn lief. Dadurch war es z. B. möglich, die Leistung einer Walze im Versuch zu studieren, ohne dabei durch den Verdichtungseffekt der schleppenden Maschine gestört zu werden. Obwohl diese Kreis-Versuchsbahn für relativ kleine Gerätetypen groß genug war, reichte sie für Versuche an den großen Verdichtungsgeräten, die jetzt beim Erdbau verwendet werden, wie z. B. 20—50-t-luftbereifte Walzen, nicht aus. Außerdem erforderten die schweren Walzen eine größere Zugkraft, als sie von der elektrischen Zugmaschine aufgebracht werden konnte; ebenso bot die Halle unter dem Dach zu wenig Nutzhöhe für die großen Walzen. Man befürchtete weiterhin, daß die 60 cm Tiefe des Versuchs-

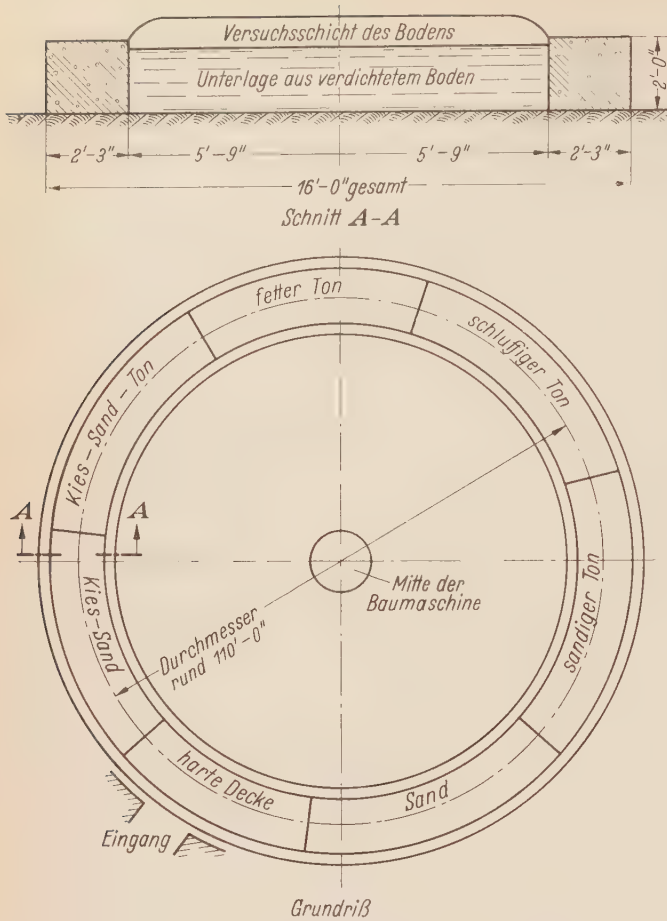


Abb. 1. Grundriß und Schnitt der für die Verdichtungsversuche in natürlichem Maßstabe benutzten früheren kreisförmigen Bahn.

bodens unzureichend ist, besonders im Fall der letztgenannten Gerätetypen.

Im Hinblick auf diese und andere Beschränkungen der Versuchsmöglichkeiten einer Kreisbahn wurde 1954 eine Spezialhalle für die Durchführung von Großversuchen an den größten Typen von Verdichtungsgeräten errichtet

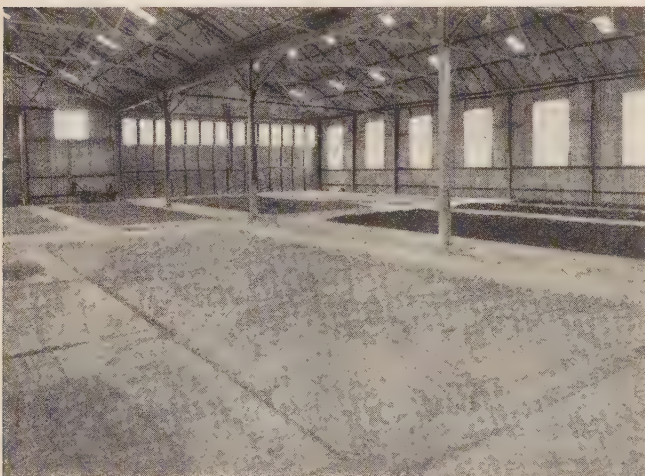


Abb. 2. Halle im Road Research Laboratory, in der die Versuche in natürlichem Maßstabe mit Verdichtungsgeräten ausgeführt werden.

(Abb. 2 und 3). Dieses Gebäude ist ungefähr 30 m lang und 27 m breit und bietet 5 m Nutzhöhe unter den Dachträgern. Es enthält fünf Felder, je 10,7 m lang, 4,6 m breit und 1 m tief. Der Unterbau dieser Versuchsrinnen besteht aus dem natürlichen Untergrund (Lehmsand), der wahrscheinlich die gleichen elastischen Eigenschaften wie der

verdichtete Versuchsboden hat und deshalb bessere Verhältnisse aussetzungen bietet als ein Betonboden.

Die fünf Böden in den Versuchsrinnen sind fetter Ton, sandiger Ton, gut abgestufter Sand, gleichmäßiger feiner Sand und ein Kies-Sand-Ton-Gemisch. Diese Böden sind charakteristisch für einen großen Teil der Böden in Großbritannien. Die vier wichtigsten Bodenarten (fetter Ton, sandiger Ton, abgestufter Sand und lehmiger Kiessand) sind fast identisch mit den entsprechenden Böden der früheren Kreis-Versuchsbahn. Der gleichförmige feine Sand ist ein völlig neuer Boden, der hinzugenommen wurde, um einige Erfahrungen mit schwierigem Material zu gewinnen. Doch wurden auf diesem Boden nur einige Geräte untersucht. Das neue Gelände hat auch zwei Felder mit körnigem Straßenunterbau-Material (abgestufter Kalkstein und abgestufte Schlacke für das Naßmischverfahren, um die Leistung der Geräte bei der Verdichtung dieser Materialien festzustellen.

Einzelheiten der Korngrößenverteilung und plastische Eigenschaften der Versuchsböden sind in Abb. 4 gegeben.

3. Die zu erforschenden Zusammenhänge

Die drei hauptsächlichsten Beziehungen, die bei den Untersuchungen festgestellt wurden, waren:

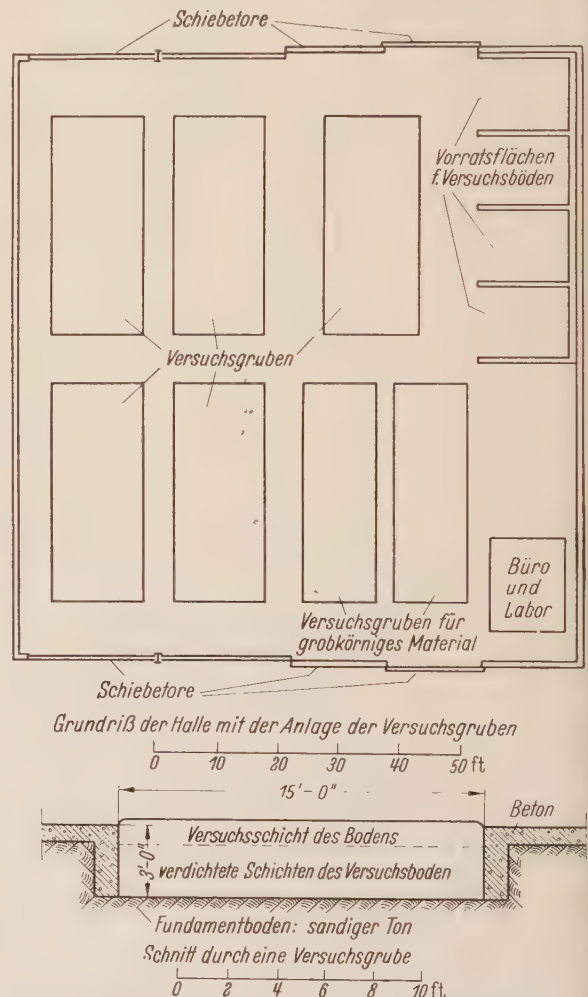


Abb. 3. Grundriß der Halle, die beim Road Research Laboratory für die Verdichtungsversuche in natürlichem Maßstabe errichtet wurde, und Schnitt durch eine Versuchsrinne.

1. Beziehung zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt des Bodens und dem erreichten Trockenraumgewicht.
2. Beziehung zwischen der Zahl der Übergänge und dem erreichten Trockenraumgewicht.
3. Abhängigkeit des Trockenraumgewichtes mit zunehmender Tiefe in der verdichteten Schicht.

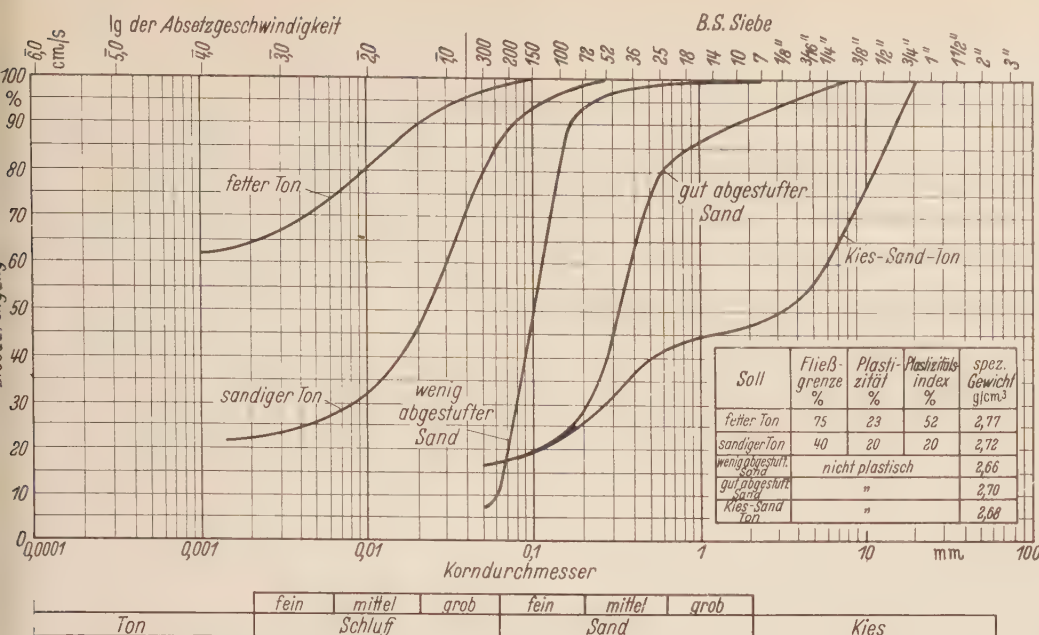


Abb. 4. Kornverteilung, Plastizitätsgrenzen und spezifische Gewichte der verwendeten Versuchsböden.

Die Beziehung zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt des Bodens und dem erreichten Trockenraumgewicht ist eine Funktion der pro Volumeneinheit des Bodens aufgewendeten Energie und ist daher abhängig von der Schichtdicke und der Zahl der Übergänge der verwendeten Verdichtungsgeräte. Bei der Feststellung der Beziehungen während der Versuche war die Dicke der verwendeten Schicht so groß, daß noch ein zufriedenstellendes Trockenraumgewicht in den tieferen Abschnitten der Lagen feststellbar war. Eine hinreichende Zahl von Übergängen über das Feld wurde so vorgenommen, daß der Boden auf einen Zustand verdichtet wurde, bis keine merkliche Verbesserung des Trockenraumgewichtes durch weitere Übergänge erreicht werden konnte.

Dadurch entspricht die Beziehung zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt des Bodens und dem Trockenraumgewicht in den Versuchen der mit diesem Gerät zu erzielenden Leistung.

Bei der Bestimmung der Beziehung zwischen der Zahl der Übergänge des Gerätes und dem erreichten Trockenraumgewicht wurde dieselbe Schichtstärke wie bei der Untersuchung des Einflusses des Feuchtigkeitsgehaltes verwendet. Obwohl der Feuchtigkeitsgehalt des Bodens einen Einfluß auf die Beziehung zwischen der Übergangszahl und dem Trockenraumgewicht hat, ist es unpraktisch, diese Beziehung für einen größeren Bereich des Feuchtigkeitsgehaltes für jeden Boden zu bestimmen. Im allgemeinen wurde deshalb die Untersuchung nur für den optimalen Feuchtigkeitsgehalt durchgeführt, wie er in der früheren Untersuchung mit dem jeweiligen Gerät erzielt wurde.

Die Untersuchungen über die Abhängigkeit des Trockenraumgewichtes von der Lage unter der Oberfläche wurden an etwas dickeren Schichten durchgeführt als bei der Bestimmung der beiden früheren Beziehungen. Damit konnte sowohl die Veränderung des Trockenraumgewichtes mit zunehmender Tiefe klarer erfaßt werden als auch die Angabe der maximalen Schichtstärken, wie sie in der Praxis Anwendung finden, gemacht werden. Die Beziehung ist aufgestellt für die bis zum Optimum bei anhaltend optimalem Wassergehalt mit dem jeweiligen Gerät verdichteten Böden.

4. Versuchsdurchführung

4.1 Vorbereitung. Vor den Hauptuntersuchungen wurden einige vorbereitende Versuche gemacht, um einen

Anhalt zu gewinnen über die Höhe der losen Schicht, die bei den Untersuchungen der Beziehung zwischen dem Trockenraumgewicht und dem Feuchtigkeitsgehalt und zwischen dem Trockenraumgewicht und der Anzahl der Übergänge zu verwenden ist. Bei den meisten im Laboratorium durchgeführten Versuchen wurden lose Schichtstärken von 23 cm oder 30 cm verwendet.

4.2 Die Ermittlung der Beziehung zwischen dem Trockenraumgewicht und dem Feuchtigkeitsgehalt. Um den Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Trockenraum-

gewicht des völlig verdichteten Bodens zu bestimmen, wurden lockere Lagen des Versuchsbodens von geeigneter Dicke für das jeweilige Gerät auf einen passenden, niedrigen Feuchtigkeitsgehalt gebracht, und zwar durch Belüftung in einem rotierenden Kultivator. Danach wurde eine kleine Wassermenge dem Boden beigegeben, und darauf wurde er mit dem Kultivator gemischt, um ihm ein gleichmäßig lockeres Gefüge zu geben, das einen Zustand minimaler Verdichtung darstellt. Diese Lage wurde dann durch eine hinreichende Zahl von Übergängen des Gerätes verdichtet (im allgemeinen 32 Übergänge mit Walzen und 16 Übergänge mit Vibrationsplattenverdichtern). Das Trockenraumgewicht der oberen 15 cm des verdichteten Bodens wurde dann mit der Sandersatzmethode [5] bestimmt. Um einen genauen Mittelwert zu erhalten, wurden 10 Messungen zur Bestimmung des Trockenraumgewichtes gemacht. Dann wurde der verdichtete Boden aufgebrochen und sein Feuchtigkeitsgehalt durch Besprengen um 1 bis 2 % erhöht. Nach anschließender Mischung wurde das oben beschriebene Verfahren wiederholt. Auf diese Weise wurde die Beziehung zwischen dem Trockenraumgewicht und dem Feuchtigkeitsgehalt für die Versuchsböden aufgestellt. Wie in dem Fall des Verdichtungsversuches nach den englischen Normen [5] war es wesentlich, mit einem niedrigen Feuchtigkeitsgehalt des Versuchsbodens zu beginnen und den Feuchtigkeitsgehalt stufenweise zu steigern, da auf andere Weise die Ergebnisse beträchtliche Streuungen hätten aufweisen können, und zwar wegen der kleinen, aber bedeutsamen Unterschiede in den Feuchtigkeitseigenschaften des Bodens in den Benetzungs- und Trocknungszuständen. Nach Vornahme der Messungen des Trockenraumgewichtes nach der Sandersatzmethode wurde der Sand mit einem kräftigen Staubsauger aus den Löchern entfernt. Dieses Verfahren spart nicht nur beträchtlich Zeit, sondern bewirkt auch die vollständige Entfernung des Sandes, der sonst dazu neigen würde, nach einiger Zeit den Versuchsboden zu verunreinigen.

4.3 Die Bestimmung der Beziehung zwischen Trockenraumgewicht und Zahl der Übergänge des Gerätes. Eine lockere Schicht des Versuchsbodens von entsprechender Stärke für das Versuchsgerät wurde auf den gewünschten Feuchtigkeitsgehalt gebracht (im allgemeinen der optimale Wassergehalt des vorhergehenden Versuches). Dann wurde die Lage durch einen oder zwei Übergänge des Gerätes verdichtet und der Verdichtungsgrad wie oben

beschrieben ermittelt. Nach dem Aufbrechen des Bodens wurde eine frische, lockere Lage vorbereitet, wobei der Feuchtigkeitsgehalt, wenn erforderlich, durch Zusatz einer kleinen Wassermenge konstant gehalten wurde. Das Verfahren wurde mit fortschreitender Zahl der Übergänge wiederholt. Auf diesem Weg wurden die vollständigen Beziehungen erhalten.

4.4. Bestimmung der Beziehung zwischen Trockenraumgewicht und Tiefe im verdichteten Boden. Ungefähr 51 cm starke, lockere Schichten des Versuchsbodens wurden mit dem für das Versuchsgerät annähernd optimalen Feuchtigkeitsgehalt vorbereitet und dann vollständig verdichtet. Der Grad der Verdichtung von je 5—8 cm großen Abschnitten im Innern der verdichteten Schicht wurde bestimmt, wobei in jeder Höhe 10 Messungen des Trockenraumgewichts vorgenommen wurden. Nach Abschluß der Messungen wurden 5—8 cm des Bodens sorgfältig abgetragen, um eine frische Oberfläche zu bekommen.

Tabelle 1. Daten der im Straßen-Versuchslabor geprüften Verdichtungsgeräte.

Luftbereifte Walzen	12 t		20 t		45 t
	12 200		20 300		45 900
	208		214		236
	9 (4 vorn, 5 hinten)		9 (4 vorn, 5 hinten)		9 (4 vorn, 5 hinten)
Durchschnittliches Gewicht pro Rad (kg)	1 360		2 260		5 450
Reifenluftdruck (kg/cm²)	2,53		5,62		9,85
Glattradwalzen	2,75 t		8 t		
	2 800		8 620		
	130		178		
	86,5 × 86,5		107 × 107		
	91,5 × 40,6		137 × 45,7		
	14,3		33,2		
	25,4		55,5		
Schaffußwalzen	Klumpfuß		Pyramidenfuß		
	5 000		4 600		
	10,2 × 7,6		5,6 × 5,6		
	8,08		17,5		
Rammen	Frosch		Kraftramme		
	613		113,5		
	74		24		
	30		30		
Vibrations-Glattradwalzen	200 kg	350 kg	2,5 t	3,75 t	
	218	345	2 450	3 910	
	53 × 61	57 × 71	76 × 81	122 × 183	
	3,58	4,85	12,15	21,4	
	75	75	83	38	
Vibrations-Plattenverdichter	200 kg	650 kg	700 kg	1,5 t	2 t
	240	671	712	1 520	2 040
	1 810	4 250	3 675	6 250	11 000
	38	61	61	76	86
	30	20	25	18,3	17,5
Raupenschlepper	40 PS		80 PS		
	5 830		10 950		
	38		50,8		
	132		183		
	0,51		0,50		

Einzelheiten der untersuchten Verdichtungsgeräte. Eine Zusammenstellung der hauptsächlichsten Daten der verschiedenen Typen von untersuchten Geräten ist in Tabelle 1 gegeben.

5. Ergebnisse der Verdichtungs-Großversuche

Die in Tabelle 1 aufgeführten Ergebnisse der Großversuche umfassen eine sehr beträchtliche Zahl von Daten. Es ist unmöglich, mehr als eine kurze Zusammenfassung in einem Vortrag dieser Art zu bringen. Nähere Einzelheiten sind in den Road Research Technical Papers No. 17 und No. 33 enthalten, auf die schon früher hingewiesen wurde. Tabelle 2 bringt einen Vergleich der maximalen Trockenraumgewichte und des entsprechenden optimalen Feuchtigkeitsgehaltes für die wichtigsten Versuchsböden, die mit den verschiedenen Verdichtungsausrüstungen erreicht wurden. Die Ergebnisse der Standard Laboratory-Versuche [5] [6] zusammen mit einer Schätzung des mittleren „Gleichgewichtes“ oder des natürlichen Feuchtigkeitsbereiches der Böden auf den Britischen Inseln sind ebenfalls enthalten. Obwohl in einigen Fällen ziemliche Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Laborverdichtungsversuche und den mit den Geräten ermittelten Ergebnissen bestand, gaben die Laboratoriumsversuche im allgemeinen nur eine unzureichende Anzei ge des maximalen Trockenraumgewichtes und des entsprechenden optimalen Feuchtigkeitsgehaltes. In jedem Fall soll nach Ansicht des Road Research Laboratory der Boden bei seiner nahe bei seinem „Feuchtigkeits-Gleichgewicht“ verdichtet werden, wie er bei einem optimalen Feuchtigkeitsgehalt, wie er in einem willkürlichen Labor-Verdichtungsversuch gefunden wurde. Bei großen Erdbauten ist man der Ansicht, daß der anzustrebende Verdichtungsgrad auf gut aufgestuften Böden nicht kleiner sein sollte als derjenige, der einem Luftporengehalt von 10 % entspricht; das ist ein Trockenraumgewicht von wenigstens 90 % des Trockenraumgewichtes bei Sättigung.

Unter Benutzung der Ergebnisse der Forschungen über die Beziehungen zwischen der Zahl der Übergänge und dem Verdichtungsgrad, gemessen am Trockenraumgewicht, und die Messungen der Abhängigkeit des Verdichtungsgrades von der Tiefe wurde Tabelle 3 aufgestellt. Sie zeigt die mögliche Leistung der verschiedenen Gerätetypen, die im Versuch auf ein Trockenraumgewicht verdichteten, das 10 % der Luftporen des durchschnittlichen natürlichen Feuchtigkeitsgehaltes der Böden auf den Britischen Inseln entspricht. Beim Aufstellen der Tabelle wurden die Durchschnittsergebnisse aus den Versuchsböden ermittelt. Es muß jedoch daran erinnert werden, daß, wie die Tabelle 2 gezeigt hat, nicht alle Geräte auf allen Böden zufriedenstellend arbeiten. Bei der Berechnung der Leistung wurde angenommen, daß die Geräte 50 Minuten pro Stunde arbeiteten. Die Zeit für das Wenden der Maschinen und Zeitverluste durch schlechtes Wetter wurden

Tabelle 2. Vergleich der maximalen trockenen Dichte und des optimalen Feuchtigkeitsgehaltes für die Böden bei den Labor- und Großversuchen mit verschiedenen Typen von Verdichtungsgeräten.

Bodenart	fetter Ton		sandiger Ton		abgestufter Sand		Kies-Sand-Tongemisch	
Casagrande - Klassifizierung	CH		CL		SW		GW	
Mittlerer Feuchtegehalt für die Böden auf den Britischen Inseln (%)	22—27		16—21		7—11		5—9	
	Max. Trocken- raumgewicht kg/dm ³	Opt. Feuchtegehalt %	Max. Trocken- raumgewicht kg/dm ³	Opt. Feuchtegehalt %	Max. Trocken- raumgewicht kg/dm ³	Opt. Feuch- tegehalt %	Max. Trocken- raumgewicht kg/dm ³	Opt. Feuch- tegehalt %
British Standard Ver- dichtungsversuch	1,60	24	1,77	16	1,96	11	2,09	9
Modifizierter A.A.S.H.O. Verdichtungsversuch	1,88	16	2,04	12	2,11	9	2,24	7
Dieter- Verdichtungsversuch	1,65	23	1,80	15	1,77	11	—	—
12-t-luftbereifte Walze	1,64	23	1,80	18	2,06	10	2,14	8
20-t-luftbereifte Walze	1,72	21	1,89	15	2,07	9	2,25	6
45-t-luftbereifte Walze	1,80	19	1,94	14	2,12	9	2,25	6
2,75-t-Glattradwalze	1,55	21	1,81	17	2,12	9	2,22	7
8-t-Glattradwalze	1,68	20	1,88	15	2,14	9	2,24	7
5-t-Klumpfuß-Schafffuß- walze	1,73	16	1,91	12	—	—	2,10	6
1,5-t-Pyramidenfußwalze	1,73	15	1,91	13	—	—	2,07	5
100-kg-Kraftramme	1,78	18	1,93	11	2,09	8	2,22	6
100-kg-Frosch	1,72	17	1,83	14	2,08	10	2,20	7
200-kg-Vibrationswalze	—	—	—	—	2,02	11	1,99	8
150-kg-Vibrationswalze	1,49	28	1,62	16	2,06	9	2,14	8
1,5-t-Vibrationswalze	1,56	21	—	—	2,16	7	2,25	6
1,75-t-Vibrationswalze	1,72	21	1,93	14	2,22	7	2,35	6
200-kg-Vibrationsplatten- verdichter	—	—	—	—	2,07	10	2,06	9
150-kg-Vibrationsplatten- verdichter	1,67	21	1,88	15	2,19	8	2,28	6
100-kg-Vibrationsplatten- verdichter	1,41	20	1,85	16	2,10	9	2,22	7
1,5-t-Vibrationsplatten- verdichter	—	—	—	—	2,09	9	2,19	8
1-t-Vibrationsplatten- verdichter	1,59	17	—	—	2,07	9	2,22	7
10-PS-Raupenschlepper	1,55	22	—	—	2,07	10	2,07	8
10-PS-Raupenschlepper	1,60	24	—	—	—	—	2,04	8

Tabelle 3. Ungefähr mögliche Leistungen der untersuchten Geräte beim Verdichten des Bodens bis ca. 10% Luftporengehalt und ungefähre Kosten pro m³ verdichteten Bodens (Preise von 1958 in Großbritannien)

Gerätetyp	Ungefähre Kosten/h, Miete, Löhne und Treibstoff sind einge- schlossen DM	Durchschnittliche Leistung des Gerätes						Kosten pro m ³ verdichteten Bodens DM
		Verdichtete Breite (cm)	Walzge- schwindig- keit (m/min)	Zahl der erforder- lichen Übergänge	Stündlich verdichtete Fläche (m ²)	Tiefe der verdichteten Schicht (cm)	Stündlich verdichtete Menge (m ³)	
2-t-luftbereifte Walze	25,60	208	61	4	1590	12,7	199	0,13
10-t-luftbereifte Walze	34,20	214	61	4	1620	15,2	245	0,14
5-t-luftbereifte Walze	60,0	236	61	3	2420	25,4	610	0,10
2,75-t-Glattradwalze	8,26	130	55	8	440	12,7	57	0,15
1-t-Glattradwalze	10,50	178	55	4	1250	15,2	191	0,055
100-kg-Kraftramme	4,85	0,045	60 ²	6 ³	23	15,2	3,4	1,43
100-kg-Frosch	7,70	0,43 ¹	50 ²	12 ³	92	30,5	27,5	0,28
200-kg-Vibrationswalze	3,70	61	9,1 ⁴	8	35	7,6	2,7	1,37
150-kg-Vibrationswalze	4,85	71	18,3	16	41	15,2	6,3	0,77
1,75-t-Vibrationswalze	20,50	183	36,6	6	560	15,2	84	0,41
100-kg-Vibrationsplatte	6,00	38	85	3	54	12,7	6,9	0,87
150-kg-Vibrationsplatte	7,10	61	18,3	4	142	20,3	28,3	0,25
200-kg-Vibrationsplatte	7,10	61	12,8	2	192	15,2	30	0,24
1,5-t-Vibrationsplatte	9,70	76	7,6	2	142	30,5	43,5	0,22
1-t-Vibrationsplatte	9,70	86	8,2	2	175	30,5	53,5	0,18
10-PS-Raupenschlepper	19,40	76	107	6	680	15,2	100	0,19
10-PS-Raupenschlepper	30,80	102	134	6	1170	15,2	176	0,17

¹ pro Schlag verdichtete Fläche (m²).
² Durchschnittliche Schlagzahl pro Minute.

³ Zahl der Schläge.
⁴ Handantrieb.

nicht berücksichtigt. Die Zahlen für die Arbeitskosten der Geräte basieren auf durchschnittlichen Mieten für die Geräte (1958 in Großbritannien) und schließen die geschätzten Kosten für die Bedienung und Treibstoffe ein. Die Kosten für den Transport zur und von der Einsatzstelle wurden nicht berücksichtigt. Die Betriebskosten für luftbereifte Walzen umfassen auch die Kosten für einen Raupenschlepper geeigneter Größe. Im Hinblick auf die wegen des relativ hohen natürlichen Feuchtigkeitsgehaltes der Böden — im Vergleich mit dem optimalen Feuchtigkeitsgehalt für diese Art von Walzen — begrenzte Brauchbarkeit von Schafffußwalzen auf den Britischen Inseln wurden diese in Tabelle 3 weggelassen. Aus Tabelle 3 ersieht man, daß auf der Vergleichsbasis, die zum Aufstellen der Tabelle verwendet wurde, für große Erdbauten die schweren Glattwalzen oder luftbereiften Walzen die wirtschaftlichsten Geräte sind. Obwohl die Leistung der luftbereiften Walzen mit der Größe und dem Gewicht steigen, wachsen die Arbeitskosten ebenso wegen der höheren Kosten für die Walzen und wegen der Notwendigkeit eines stärkeren Schleppers. Die sich ergebenden Kosten für den Kubikmeter verdichteten Bodens unterscheiden sich nicht sehr für die verschiedenen Größen von luftbereiften Walzen, und schwerere Walzen werden nur in geringem Maße wirtschaftlicher. Deshalb scheint es klar, daß der Gebrauch von sehr großen luftbereiften Walzen beim Verdichten der britischen Böden keine bemerkenswerten Einsparungen gegenüber kleineren Walzen ergibt. Die Auswahl der Größe und des Gewichtes von luftbereiften Walzen für irgendeine gegebene Aufgabe ist somit eher von den örtlichen Verhältnissen, der Verfügbarkeit des Gerätes und der Forschungen der Verdichtung abhängig, als von Fragen der Wirtschaftlichkeit der Walzen.

Die relativen Leistungen und Kosten der Bodenverdichtung in Tabelle 3 können nur als Anhaltswerte betrachtet und durch viele Faktoren verändert werden, da sie auf idealen Arbeitsbedingungen beruhen. Es ist deshalb höchst wünschenswert, daß auf großen Baustellen ein kleiner Verdichtungsversuch durchgeführt wird, um die Gerätetypen, die optimale Schichtstärke und die Zahl der Übergänge festzulegen, die den erwünschten Verdichtungsgrad — gemessen am Trockenraumgewicht — mit den niedrigsten Kosten pro m^3 des Füllmaterials ergibt.

6. Grundlegende Forschungen

Neben der Erforschung der Leistung von Verdichtungsgeräten wurde eine Reihe von grundlegenden Untersuchungen am Straßen-Versuchslabor durchgeführt. Aufgabe dieser Untersuchungen war die Ermittlung von Daten für den Gebrauch der Hersteller bei der Entwicklung verbesserter Verdichtungsgeräte. Die hauptsächlich durchgeführten Untersuchungen waren:

1. Eine Arbeit über die Faktoren, die vermutlich die Leistung von Schlagverdichtern beeinflussen [3].
2. Die Untersuchung des Einflusses einer Durchmesservergrößerung bei Glattradwalzen auf die Verdichtung des Bodens [7].
3. Die Erforschung des Einflusses der Radlast und des Reifendruckes auf die Leistung der luftbereiften Walzen [4].

6.1 Schlagverdichtung. Die Ausrüstung für diesen Versuch (Abb. 5) bestand aus einer Handramme in Verbindung mit einem Mäklar, der am Ausleger eines Baggers aufgehängt war. Das Rammgewicht war als Leichtmetallkäfig ausgebildet, dessen Gewicht durch eingelegte, fest verschraubte Stahlplatten von 50 bis 230 kg verändert werden konnte. Die Fläche und Form des Handrammenfußes konnte ebenfalls durch Anschrauben von besonderen Stahlplatten von 920 cm^2 bis 2100 cm^2 verändert werden. Die Handramme ließ sich auf jede Höhe bis zu 3 m frei heben und konnte durch einen Schnellauslöschungsmechanismus frei auf den Boden fallen gelassen werden. Die bei den

Versuchen erhaltenen Ergebnisse zeigen, daß der erreichte Verdichtungsgrad einer gegebenen Rammengröße eine Funktion der kinetischen Energie pro Flächeneinheit der Handramme ist. Wenn die Rammengröße erhöht wurde, mußte die Verdichtungsenergie pro Flächeneinheit der Ramme ebenfalls erhöht werden, um den gleichen Verdichtungsgrad zu erreichen, und zwar proportional der Quadratwurzel der Handrammenfläche. Die Verdichtungsenergie pro Schlag, zwischen den Grenzen von



Abb. 5. Gesamtansicht des bei den Untersuchungen der Stoßverdichtung benutzten Gerätes. Die Handramme ist bis auf eine Höhe von 1,5 m gehoben worden. Der Laborant ist dabei, die Ausklinkvorrichtung zu lösen.

$0,097\text{ mkg/cm}^2$ und $0,17\text{ mkg/cm}^2$, hatte keinen merkbaren Einfluß auf den Verdichtungsgrad — gemessen am Trockenraumgewicht — bei jedem Feuchtigkeitsgehalt, vorausgesetzt, daß die Gesamtverdichtungsenergie pro Flächeneinheit konstant gehalten wurde. Innerhalb des Bereiches der maximalen Verdichtungsenergien pro Schlag, die wahrscheinlich von Überlegungen des praktischen Entwurfes bestimmt werden, ist es deshalb nur notwendig, die gesamte Verdichtungsenergie pro Flächeneinheit der Ramme zu betrachten. Nichtsdestoweniger wird es bei Böden mit kleiner Tragkraft nötig sein, eine geringere Verdichtungsenergie pro Schlag anzuwenden, als bei Böden mit großer Tragkraft möglich wäre, um eine Überlastung während der Verdichtung zu vermeiden.

6.2 Einfluß des Durchmessers von Glattradwalzen. Einer der Faktoren, die vermutlich den Verdichtungsgrad bei Verwendung von Glattradwalzen beeinflussen, ist der Durchmesser der Walze. Um eine Aussage über die Bedeutung dieses Faktors zu erhalten, wurden im Laboratorium Versuche durchgeführt. Dabei wurde ein Spezialapparat benutzt, in dem Walzen von verschiedenem Durchmesser, aber konstanter Breite befestigt werden konnten. Die verwendeten Walzen hatten Durchmesser von 30, 60 und 90 cm, eine Breite von 60 cm und ein spezifisches Walzengewicht von 25 kg/cm .

Die erhaltenen Ergebnisse zeigten, daß kein bemerkenswerter Unterschied zwischen dem erreichten Trocken-

umgewichtet für jede beliebige Übergangszahl der 60- und 0-cm-Walzen bestand. Ein Arbeiten mit der 30-cm-Walze war nicht möglich, da sich der Boden vor der Walze auf-taute und eine Drehung verhinderte. Die Ergebnisse zeigen deshalb, daß eine bemerkenswerte Verbesserung der Verdichtungsleistung von Glattwalzen durch kleine Veränderungen des Walzendurchmessers unwahrscheinlich ist.

6.3 *Einfluß der Radlast und des Reifendruckes von luftbereiften Walzen.* Drei Größen von luftbereiften Walzen wurden bei den Versuchen verwendet: mit Radlasten von 1300 kg bei 2,5 kg/cm² Reifendruck bis 10 000 kg bei 0 kg/cm² Reifendruck. Die Untersuchungen schlossen auch einen Versuch über den Einfluß der Walzgeschwindigkeit auf den Verdichtungsgrad ein. Daraus waren folgende Schlüsse zu ziehen:

1. Die Aufstandsfläche und der Aufstandsdruck der Reifen, welche beide den Verdichtungsgrad beeinflussen, sind Funktionen der Radlast und des Reifendruckes.

2. Eine Steigerung der Radlast oder des Reifendruckes bewirkt eine Steigerung des erreichbaren maximalen Trockenraumgewichtes bei einem entsprechend niedrigeren optimalen Feuchtigkeitsgehalt.

3. Für die Verdichtung von Böden in den Britischen Inseln, die den zwei Ton-Versuchsböden ähneln (s. Abb. 4), scheint es keine große Rolle zu spielen, wenn man mit dem Reifendruck viel höher als 2,8—3,5 kg/cm² geht und Radlasten von ungefähr 5000 kg anwendet.

4. Für die Verdichtung von körnigen Böden auf den britischen Inseln ist es günstig, den höchsten Reifendruck und die größte Radlast zu nehmen, solange eine Überlastung des Bodens vermieden wird.

5. Die Größe der Radlast und des Reifendruckes innerhalb der verwendeten Bereiche hatte nur geringen Einfluß auf die Form der Kurven, die den Zusammenhang zwischen der Zahl der Übergänge und dem Trockenraumgewicht angeben. Nach etwa dem 16. Übergang ist der Anstieg des Trockenraumgewichtes gleich Null.

6. Im allgemeinen waren ungefähr 4 Übergänge der Walze nötig, um den Verdichtungsgrad zu erreichen, der einem Luftporengehalt von 10 % äquivalent ist.

7. Um die größte Leistung an verdichtetem Boden zu erhalten, soll die größte anwendbare Walzgeschwindigkeit

eingehalten werden, falls nötig mit einer leichten Steigerung der Übergangszahl, um das geringfügige Fallen des Trockenraumgewichtes auszugleichen, das durch die größere Geschwindigkeit entstehen kann.

8. Im allgemeinen war der Verdichtungsgrad bei jeder Tiefe um so höher, je größer Radlast und Reifendruck waren.

9. Die maximale Stärke der losen Schicht, welche verwendet werden kann, um den minimalen annehmbaren Verdichtungsgrad zu erreichen, der 10 % Luftporengehalt äquivalent ist, bewegt sich zwischen 15 und 23 cm für die leichteste Kombination von Radlast und Reifendruck, zwischen 35 und 46 cm für die schwerste benützte Kombination.

10. Obwohl die Leistung der Walzen mit der Größe und Last zunahm, stiegen auch die Arbeitskosten um einen ähnlichen Betrag, und die entstehenden Kosten pro Volumeneinheit des verdichteten Bodens sind nicht sehr verschieden für die einzelnen Walzengrößen.

Die 16 Vorträge der Tagung erscheinen in einem Sonderheft, das vom Institut für Baumaschinen und Baubetrieb der T.H. Aachen bezogen werden kann.

Literatur

1. F. H. P. Williams and D. J. Maclean: The compaction of soil: a study of the performance of plant. Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Laboratory Technical Paper No. 17. London, 1950 (H. M. Stationery Office).
2. W. A. Lewis: Further studies in the compaction of oil and the performance of compaction plant. Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Laboratory Technical Paper No. 33. London, 1954 (H. M. Stationery Office).
3. W. A. Lewis: A study of some of the factors likely to affect the performance of impact compactors on soil. Proc. 4th Internat. Soil Mech. 2 (1957) S. 145—150.
4. W. A. Lewis: Investigation of the performance of pneumatic-tired rollers in the compaction of soil. Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Laboratory Technical Paper No. 45. London (in the press). (H. M. Stationery Office).
5. British Standards Institution. Methods of test for soil classification and compaction. British Standard (1948) B. S. 1377. London (the Institution).
6. Road Research Laboratory. Soil mechanics for road engineers. London, 1952 (H. M. Stationery Office).
7. A. W. Parsons and P. Smith: An investigation of the effect on the compaction of soil of varying the diameter of a smoothwheeled roller. Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Laboratory Note No. RN/2469/AWP. PS (Unpublished).

Dichtemessung mittels radioaktiver Isotope

Von Dipl.-Ing. H. Menkhoff, Institut für Baumaschinen und Baubetrieb der T.H. Aachen

Nach einem Vortrag, gehalten zur Eröffnung des neuen Instituts am 31. Oktober 1958

OK 624.131.431.2 : 621.38

Einleitung

Alle klassischen Methoden zur Dichtemessung erfordern eine Probeentnahme und bewirken dadurch eine Material- bzw. Lagerungsstörung. Die gesamte Meßarbeit ist zeitraubend und trotzdem nicht besonders genau. Diese Nachteile will die Dichtemessung mittels radioaktiver Isotope vermeiden. Das Institut für Baumaschinen und Baubetrieb an der Technischen Hochschule Aachen hat deshalb die Aufgabe erhalten, festzustellen, wo bei der Mittelvverdichtung die Messung mittels radioaktiver Isotope Vorteile bietet.

Grundsätzliches zum Meßverfahren

Was sind radioaktive Isotope?

Im periodischen System der Elemente sind die Atome nach der Zahl ihrer Kernprotonen = Zahl der Hüllenelektronen = Ordnungszahl geordnet. Von hier aus versteht man die Bezeichnung: Isotope (griechisch: isos = gleich, topos = Stelle), d. h. isotope Atomarten oder kurz gesagt Isotope ein und desselben Elementes haben die gleiche Ordnungszahl und stehen folglich im periodischen System an der gleichen Stelle.

Die einzelnen Isotope ein und desselben Elementes unterscheiden sich dadurch, daß sie verschieden viel Neutronen, d. h. eine ungleiche Massenzahl und ungleiche physikalische Eigenschaften besitzen. Sie können z. B. stabil sein, h. h. nicht zerfallen oder zerfallen und dabei radioaktive Strahlungen aussenden. Im letzten Fall spricht man von radioaktiven Isotopen.

Beim radioaktiven Zerfall entstehen hauptsächlich Alpha-, Beta- und Gammastrahlen. Da die ersten beiden Strahlenarten wegen ihrer starken Wechselwirkung mit Materie keine große Reichweite besitzen, verwendet man im Bauwesen die Gammastrahlen.

Was geschieht beim Durchgang von Gammastrahlen durch Materie?

Die Gammastrahlung besteht aus Photonen (Energiepaketen). Die Art der Wechselwirkung der Photonen mit Materie hängt von der Energie der Strahlen ab. Im Energiebereich von etwa 0,1...15 Megaelektronenvolt (MeV) genügt es, 3 Arten der Wechselwirkung zu berücksichtigen. (Co-60-Gammastrahlung besitzt Energien von 1,17 und 1,33 MeV) (Cs-137-Gammastrahlung besitzt Energien von 0,66 MeV).

1. Photoeffekt: Ein Gamma-Photon stößt auf ein gebundenes Elektron der Atomhülle, schlägt dieses heraus und verschwindet dabei. Seine Energie wird umgewandelt in kinetische Energie (E_{kin}) des Elektrons und in Ionisierungsenergie des Atoms (E_b), die der Bindungsenergie des Elektrons in seiner Schale gleich ist.

Nach dem Energiesatz muß die Summe der Energien gleich bleiben.

$$h \nu = E_{kin}^{Elektr} + E_b$$

h = Plancksches Wirkungsquantum
 ν = Frequenz des Lichtes

2. Compton-Effekt: Ein Photon wird an einem Elektron gestreut und gibt dabei einen Teil seiner Energie an das Elektron ab.

$$h \nu_0 = h \nu + \frac{m_e}{2} v^2$$

ν_0 = Frequenz vor dem Stoß
 ν = Frequenz nach dem Stoß
 m_e = Masse des Elektrons
 v = Geschwindigkeit des Elektrons nach dem Stoß.

3. Paarbildung: Photonen können sich in ein Elektron-Positron-Paar umwandeln; Die Erhaltung des Energiesatzes verlangt auch hier

$$h \nu = 2 m_0 c^2 + E_{kin}^{Elektr.} + E_{kin}^{Positron}$$

Es ist also eine Mindestenergie von

$$2 m_0 c^2 = 1,02 \text{ MeV}$$

notwendig, d. h. eine Paarbildung ist nur bei Photonen möglich, die eine größere Energie als 1,02 MeV besitzen.

Diese Wechselwirkungen können aber nur mit der Fläche des Atoms geschehen, die Materie besitzt, also mit dem Querschnitt des Atomkerns und der Elektronen; die dazwischen liegende Luftfläche hat hierbei keine Bedeutung. Man bezeichnet diesen Querschnitt des Atoms als „mikroskopischen Wirkungsquerschnitt σ (cm²)“. Wenn 1 cm³ der Materie N Atome enthält, so besitzt sie einen „makroskopischen Querschnitt“ von

$$\Sigma = N \cdot \sigma \text{ (cm}^{-3} \cdot \text{cm}^2 = \text{cm}^{-1}\text{)}.$$

Trifft nun ein paralleles Bündel von J -Partikeln in einem bestimmten Zeitintervall senkrecht auf eine Schicht von 1 cm² Fläche und der differentialen Dicke d_x cm, so ist die Anzahl der eintretenden Reaktionen proportional der Intensität der Strahlung:

$$-dJ = J \cdot \sigma \cdot N \cdot dx.$$

Hieraus folgt durch Integration das Absorptionsgesetz:

$$J_x = J_0 \cdot e^{-\sigma \cdot N \cdot x}$$

J_x = Anzahl der Photonen nach dem Durchgang durch Materie

J_0 = Anzahl der Photonen vor dem Durchgang durch Materie

$\sigma \cdot N = \mu$ = Absorptionskoeffizient
 x = Dicke der Materienschicht.

Der Wert J_0 ist bekannt. J_x und x werden gemessen. μ ist abhängig von der Energie der Strahlung, von der Ordnungszahl der Elemente des durchstrahlten Materials und von der Raumwichte bzw. Dichte der Materie.

Wenn man immer den gleichen Strahler und Material aus den gleichen Elementen benutzt, hängt μ nur noch von der Raumwichte des Materials ab. Man kann also bei einer festen Meßanordnung, in der sich x nicht ändert, die Raumwichten verschiedener Materialien als Beziehung zwischen μ und J_x bestimmen.

Man geht praktisch so vor, daß man bei einer gewählten Meßanordnung zunächst mit Hilfe von Stoffen bekannter Raumwichte die dazugehörige Zahl J bestimmt

und so eine Eichkurve aufstellt. In Abb. 1 ist eine solche Eichkurve von Belcher (USA) [1] aufgestellt worden.

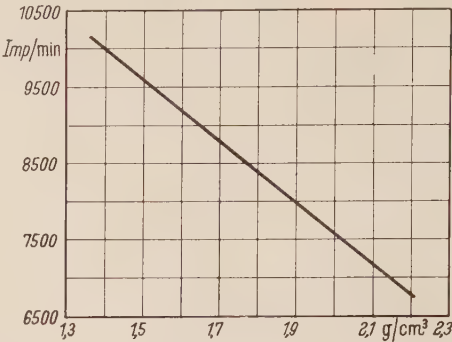


Abb. 1. Eichkurve für Messungen der Raumwichte mittels radioaktiver Isotope.

Untersucht man nun einen Stoff unbekannter Raumwichte, so kann man unter obigen Voraussetzungen mit Hilfe dieser Eichkurve und der gemessenen Zahl J_x die Raumwichte sofort ablesen. Das heißt, die registrierte Strahlungsintensität ist ein Maß für die Raumwichte bzw. Dichte.

Meßgeräte

Man muß unterscheiden zwischen der Strahlenquelle, dem strahlenempfindlichen Empfänger (Zählrohr) und dem Registriergerät.

Als Strahlungsquellen dienen im Bauwesen meist die radioaktiven Isotope Co-60 und Cs-137.

Die Präparate sind in Metallhülsen eingeschlossen und nehmen ein sehr kleines Volumen von 1–2 cm³ ein. Die Präparatgröße ist abhängig von der Menge der inaktiven Beimengungen und der gewünschten Aktivität. Letztere wird in Curie (C) angegeben. Ein C besagt, daß 3,7 · 10¹⁰ Atome pro Sekunde zerfallen, z. B. 1 g Radium besitzt die Aktivität von 1 C.

Als Strahlenempfänger werden hauptsächlich Geiger-Müller-Rohre verwendet. Gammaquanten erzeugen sowohl in der Wand als auch im Gas des GM-Rohres bei ihrer Absorption Sekundärelektronen, die ihrerseits eine Ionisation veranlassen. Hierdurch tritt eine kurze Entladung ein, die an einem Widerstand einen Spannungsschlag erzeugt.

Diese im Empfänger erzeugten Impulse werden über ein Kabel dem Zählgerät zugeführt und registriert.

Während die Strahlenquelle und der Strahlenempfänger in das handliche sogenannte Meßgerät eingebaut werden, steht das etwas schwerere Zählgerät in einiger Entfernung.

Abb. 2 zeigt die für Bodenuntersuchungen gebräuchlichsten Meßgeräte und Versuchsanordnungen im Prinzip. Grundsätzlich lassen sich zwei Methoden unterscheiden. Die eine ist eine reine Absorptionsmethode (Geräte C und D) und die andere eine Absorptions-Reflexionsmethode (Geräte A und B).

Zu A: Diese Geräteart wurde von Belcher in USA [1] und von Wendt und Wolters beim Amt für Bodenforschung in Hannover und Krefeld entwickelt [2].

Eine Stahlsonde von 22 mm Durchmesser wird in ein Bohrloch, das genau den Durchmesser des Rohres hat, eingeführt, oder aber bis in die gewünschte Tiefe eingeschlagen. In der Spitze dieser Sonde befindet sich die Strahlenquelle, darüber das Zählrohr, zwischen beide wird ein Bleizylinder gesetzt, um eine Durchstrahlung zum Zählrohr zu verhindern. Die Gammastrahlen durchdringen das Erdreich in der Nähe des Rohres. Ein Teil der Strahlung wird absorbiert, ein anderer Teil im Erdreich gestreut, von diesem letzteren gelangt wiederum ein Teil durch weitere Streuung in das Zählrohr und wird registriert.

Zu B: Mit dieser Anordnung arbeiteten z. B. Hawliczek und Hernegger in Wien [3]. Zur Messung braucht man nicht in den Boden zu gehen, sondern legt das Gerät auf die Oberfläche. Hier wird im Prinzip die Sonde von A horizontal benutzt.

Zu C: Beim Amt für Bodenforschung in Hannover wurde von Wendt [4] die Methode C entwickelt.

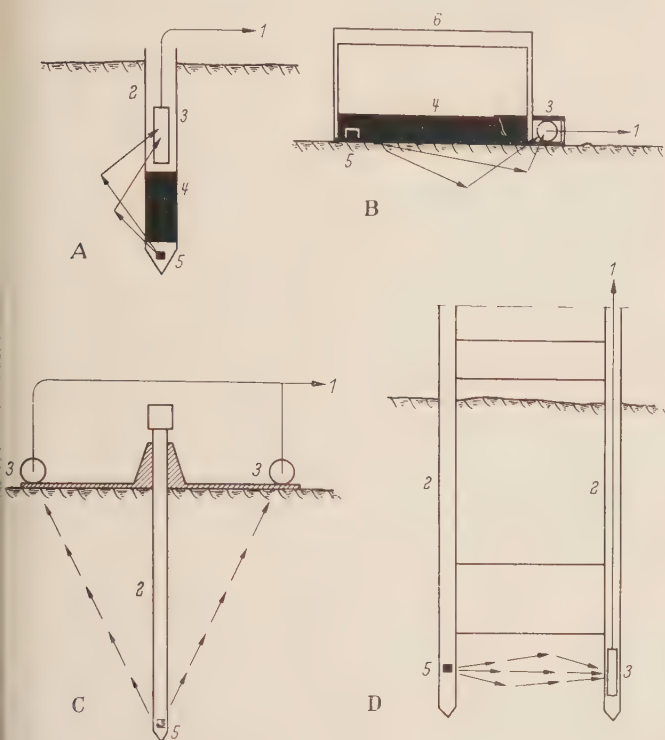


Abb. 2. Meßgeräte für Dichtemessungen mittels radioaktiver Isotope.
1 zum Registriergerät; 2 Sonde; 3 Zählrohr; 4 Blei;
5 Strahlenquelle; 6 Handgriff.

Hier wird eine 12 mm starke Stahlsonde, die in der Spitze ein radioaktives Präparat enthält, durch eine auf einer Grundplatte angeschweißte Führung senkrecht in den Boden gebracht. Auf der Grundplatte, die fest auf dem ebenen Boden aufliegt, befinden sich neuerdings zwei Zählrohre, die — ebenfalls liegend — symmetrisch zur Sondenmitte und parallel untereinander angebracht sind. Bei dieser Anordnung werden die Gammastrahlen betrachtet, die, mehr oder weniger stark gestreut, direkt von der Quelle zum Zählrohr gelangen.

Man benutzt zwei Zählrohre, um geometrische Ungenauigkeiten auszugleichen, die durch ein eventuelles Verbiegen der Sonden entstehen können.

Zu D: An der Technischen Universität Berlin wurde von Lorenz und Neuber diese Doppelsonde konstruiert [5] [6]. Zwei parallele Rohre sind durch Bindebleche fest miteinander verbunden. Die untersten Enden kragen, vom untersten Bindeblech gerechnet, um ein Stück aus, das reichlich der Länge des Zählrohres entspricht. In einem Rohrende wird während der Messung das Zählrohr, in dem anderen die Quelle untergebracht. Auf diese Weise wird eine Meßstrecke gebildet, die ähnlich der unter C beschriebenen zwischen den beiden Rohrenden durch den Baugrund verläuft.

Entsprechend der anfangs kurz geschilderten theoretischen Grundlage treten beim Messen folgende Schwierigkeiten auf:

1. Der Abstand zwischen Strahlenquelle und Zählrohr muß bei der Dichtemessung genauso groß sein wie bei der Eichmessung. Das ist bei den Geräten A, B und D ohne weiteres möglich und bei C werden eventuelle seitliche Verschiebungen durch die Anordnung von zwei Zählrohren ausgeglichen.

2. Es muß vermieden werden, daß Strahlen auf einem anderen Weg als durch das Untersuchungsmaterial zum Zählrohr gelangen. Bei den Geräten C und D bestehen keine Schwierigkeiten. Bei den Anordnungen A und B können innerhalb des Meßgerätes keine Direktstrahlungen erfolgen, da eine ausreichende Bleiabschirmung Quelle und Zählrohr trennt. Unangenehmer ist die Möglichkeit, daß zwischen Sonde und Bohrrohr bzw. zwischen Platte und Bodenoberfläche Strahlen durchdringen. Es muß also darauf geachtet werden, daß beim Einsatz beide Geräte dicht am Boden anschließen. Dieses Problem ist bei grobkörnigen Bodenarten, die wenig Feinanteile enthalten, schwer zu lösen.

3. Bei den Geräten A und B wird durch das Eintreiben der Sonde und das Andrücken der Platte an den Boden in der Nähe des Meßgerätes eine Bodenverdichtung bewirkt, die bei kleinem Meßvolumen das Meßergebnis beeinflussen kann. Unter „Meßvolumen“ soll das Bodenvolumen verstanden werden, welches die zum Zählrohr gelangenden Strahlen durchdrungen haben. Es wird also hierbei darauf zu achten sein, daß man Strahlungsquellen benutzt, die genügend Energie besitzen, um ein größeres Bodenvolumen in den Meßbereich einzuschließen.

4. Dieses Meßvolumen darf aber nicht zu groß sein, wenn man die Lagerungsdichte des Bodens schichtweise bestimmen will. Da das Meßvolumen außer von der Strahlungsenergie der Quelle auch noch von dem Abstand zwischen Quelle und Zählrohr abhängt, wird man diesen Abstand dem gewünschten Meßvolumen entsprechend einstellen.

Ausgesprochene Lagerungsschichten-Messungen kann man am besten mit dem Gerät D durchführen, indem man es von Schicht zu Schicht tiefer in den Boden treibt. Das Gerät B eignet sich nur für Oberflächenmessungen, kann aber bei Schüttungen in dünnen Lagen auch die Dichte jeder Lage bestimmen.

Die Anordnung C gibt Aufschluß über die mittlere Dichte zwischen der Oberfläche und der Quelle. Ihr Anwendungsbereich ist nach Wolters [2] auf 70 cm Tiefe beschränkt.

Auch hier kann man bei lagenweiser Schüttung die Dichte jeder Lage bestimmen, allerdings schon bis zu 70 cm Schütthöhe. Ein ausgesprochenes Tiefen-Meßgerät ist die Anordnung A, die besonders von Geologen benutzt wird.

Eine geeignete Anordnung zur Bestimmung der Lagerungsdichte in verschiedenen Tiefen nach jedem Rüttelübergang soll im Institut für Baumaschinen und Baubetrieb in einer Versuchsbahn eingebaut werden. Von einem Meßtunnel unter der Versuchsbahn werden Rohre nach oben in den Boden eingesetzt. Nach jedem Rüttelübergang kann man in ein Rohr die Quelle und in gleicher Höhe in das andere Rohr das Zählrohr einführen. Senkt man nun beide, die Quelle und das Zählrohr, gleichmäßig schichtenweise ab, so kann man die Veränderung der Lagerungsdichte nach der Tiefe in Abhängigkeit der Rüttelübergänge feststellen.

Die radioaktive Meßmethode ist deshalb besonders geeignet, weil an der gleichen Stelle in beliebiger Tiefe die Dichteänderung in Abhängigkeit der Verdichtungsarbeit gemessen werden kann, während man bisher wegen der notwendigen Probeentnahme an einer Stelle nur einmal messen konnte. Die Dichtemessung nach den einzelnen Verdichtungsübergängen mußte also an verschiedenen Stellen gemessen und miteinander verglichen werden, was wegen der Inhomogenität des Bodens fehlerhaft sein muß.

Ein weiterer Vorteil der radioaktiven Meßmethode ist die kurze Meßzeit von etwa 5 Minuten. Wegen der oben erwähnten Inhomogenität des Bodens ist es unbedingt erforderlich, viele Messungen durchzuführen, was mit den klassischen Methoden aber aus Zeitmangel selten ausgeführt wird.

Neben diesen Vorzügen steht schließlich die Meßgenauigkeit der radioaktiven Meßmethode, die bei etwa $\pm 1\%$ bis $\pm 2\%$ liegt.

Die bisherigen Betrachtungen bezogen sich auf die Bestimmung der Feucht-Raumwichte. Um die Trocken-Raumwichte zu bestimmen, muß man also noch den Wassergehalt des Bodens feststellen.

Da Neutronen auf Wasserstoffatome anders reagieren als auf die meisten sonstigen Bodenbestandteile (Si, O usw.), kann man Neutronen zur Bestimmung des Wassergehaltes benutzen. Man verwendet statt einer Gammastrahlenquelle eine Neutronenquelle und statt eines Gamma-Zählrohres ein Neutronen-Zählrohr.

Auch hierüber hat Belcher [1] Untersuchungen angestellt. Wie Abb. 3 zeigt, besteht hier gleichfalls, wie bei dem Arbeiten mit Gammastrahlen, lineare Beziehung zwischen dem Wassergehalt und den gemessenen Impulsen, allerdings nehmen die Impulse mit steigendem Wassergehalt zu statt ab, wie beim Arbeiten mit Gammastrahlen. Die Ursache hierfür liegt darin, daß Neutronen beim Auftreffen auf Wasserstoffatome verlangsamt und die langsamen Neutronen gemessen werden. Je mehr Wasserstoffatome also vorhanden sind, um so mehr Neutronen wer-

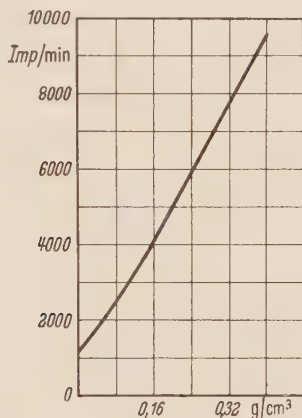


Abb. 3. Eichkurve für Messungen des Wassergehaltes mittels radioaktiver Isotope.

den verlangsamt und damit gemessen. Dieses Verfahren ist etwas komplizierter als die Gammastrahlen-Methode und deshalb noch nicht allzu häufig angewendet.

Über Dichtemessungen an Schotterlagerungen liegen in Deutschland keine befriedigenden Ergebnisse vor, deshalb kann hier nur darauf verwiesen werden, daß entsprechende Untersuchungen am hiesigen Institut in Arbeit sind.

Sicherheitsmaßnahmen

Die Messungen mit Hilfe von radioaktiven Isotopen sind ungefährlich, wenn man die entsprechenden Schutzmaßnahmen einhält.

Im Hinblick auf den Strahlenschutz interessiert die Strahlungsdosis einer Strahlenquelle, gemessen in Röntgen (r) pro Zeiteinheit. Auf dem Radiologenkongreß in London wurde 1950 eine zulässige Toleranzdosis von $0,3 r$ /Woche empfohlen, wenn man eine wöchentliche Arbeitszeit von 40 Stunden zugrunde legt. Dieses sind $300 mr$ /Woche, $60 mr$ /Tag und $7,5 mr/h$ (mr = Milliröntgen). In Abb. 4 sind die Dosisleistungen einer $10 mC$ Co-60-Quelle in Abhängigkeit vom Abstand zur Quelle auf doppelt logarithmischem Papier dargestellt. Man erkennt deutlich die starke Abnahme der Strahlungsdosis mit der Entfernung; die Abnahme erfolgt mit dem Quadrat der Entfernung. Gleichzeitig kann man die Strahlenschutzwirkung der Bleiplatten feststellen.

Man wird also beim Messen mit radioaktiven Stoffen folgende Schutzmaßnahmen einzuhalten haben:

1. Solche Präparate verwenden, die in einer Metallkapsel eingeschlossen sind, um Inhalierung von radioaktiven Substanzen zu vermeiden.

2. Die Quelle zum Standort des Menschen hin mit Bleiplatten abschirmen. Dieser Schutz entfällt bei Geräten, die in den Boden getrieben werden, da der Boden ein guter Absorptionskörper ist.

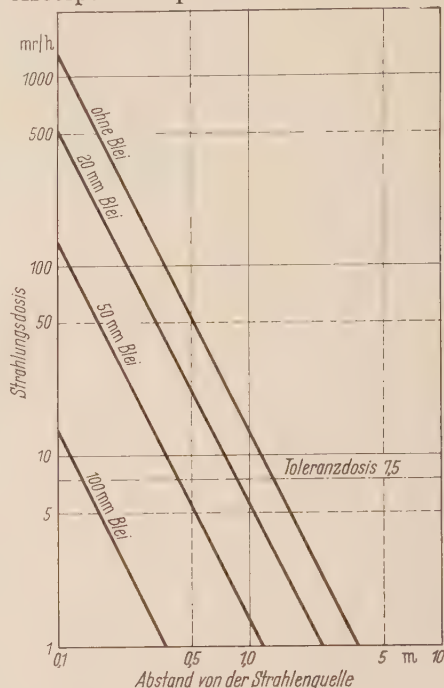


Abb. 4. Strahlungsdosis: Co-60 (10 mC).

3. Beim Einführen von Quellen in das Meßgerät sollte man lange Zangen (30–60 cm) benutzen, um größeren Abstand zu erreichen.

4. Das an der Oberfläche arbeitende Meßgerät sollte man mit einem langen Griff versehen, um beim Versetzen nicht zu nahe an das Gerät herangehen zu müssen. Man kann das Gerät auch fahrbar einrichten, etwa nach dem Schubkarrensystem.

5. Während der Messung braucht niemand unmittelbar am Meßgerät zu stehen, sondern kann ein bis zwei Schritte zurücktreten, um zusätzliche Sicherheit zu haben.

Unter diesen Umständen wird die Messung mit Hilfe von radioaktiven Isotopen ein Fortschritt in bezug auf Meßzeit, Meßgenauigkeit und fast zerstörungsfreier Materialprüfung sein. Wieweit sie allerdings für die verschiedenen Bodenarten, Betonzusammensetzungen und Bitumengemischen brauchbar ist und ob sie gestatten wird, die Verdichtungsgebiete gegeneinander abzugrenzen, müssen die eben anlaufenden Untersuchungen zeigen.

Literatur

1. D. J. Belcher: The measurement of soil moisture and density by neutron and gamma ray scattering. Highway Res. Board Spec. Rep 2, Frost action in soil, S. 98–110, Washington D. C. 1952.
2. J. Wendt u. R. Wolters: Eine weitere Methode zur Bestimmung des Raumgewichtes von Böden durch Gammastrahlen. Geologisches Jahrbuch 72 (1956) S. 73–84.
3. F. Hawliczek u. F. Hernegger: Einige Versuche zur relativen Dichtemessung an der Bodenoberfläche. Atompraxis 2 (1956) S. 116–118.
4. J. Wendt: Versuche zur Dichtebestimmung an Sandschüttungen durch Messung der Absorption von Gamma-Strahlung. Geologisches Jahrbuch 70 (1954) S. 1–6.
5. H. Lorenz: Über die Messung der Lagerungsdichte des Baugrundes mittels radioaktiver Isotope. Baumaschine und Bautechnik 1 (1954), H. 8, S. 173–178.
6. H. Neuber: Zur praktischen Anwendung atomphysikalischer Strahlungen im Bauwesen unter besonderer Berücksichtigung der Baugrunduntersuchungen. Baumaschine und Bautechnik 1 (1954), H. 8, S. 179–180.

Die 16 Vorträge der Tagung erscheinen in einem Sonderheft, das vom Institut bezogen werden kann.

Eine neuartige Lüftungsanlage im Lämmerbuckeltunnel

Von Professor Dr.-Ing. Walter Barth, Karlsruhe, Professor Dr.-Ing. Rudolf Klein, Darmstadt, und Professor Dr.-Ing. Friedrich Raab, Karlsruhe

DK 624.191.944.6

I. Zweck der Lüftungsanlage

Zwischen Mühlhausen und Hohenstadt führt die Autobahn der Richtung Stuttgart—Ulm als Alaufstieg über den Wiesensteig, jene der Gegenrichtung als Alabstieg über das Drakensteingebiet. Auf dem 7 km langen Streckenabschnitt des Alaufstiegs liegt der 640 m lange Lämmerbuckeltunnel. Wegen der Verhältnisse, die durch den zweiten Weltkrieg bedingt waren, konnte der Alaufstieg erst Ende Mai 1957 dem Verkehr übergeben werden, zu einem Zeitpunkt, zu dem auch der Lämmerbuckeltunnel fertiggestellt war.

Mit dem Bau des Lämmerbuckeltunnels ist im Jahre 1938 begonnen worden. Er hat einen lichten Querschnitt von rd. 65 m². Die Gradiente der Fahrbahn liegt im Gefälle von 0,5 ‰. Bei dem zu erwartenden Verkehr, der bei gelegentlicher Sperrung des Alabstiegs besonders stark wird, war die Frage der Lüftung des Tunnels von Bedeutung. Sie sollte eine rasche Beseitigung der giftigen und die Sicht behindernden Abgase der Fahrzeugmotoren sicherstellen.

Die Verfasser waren vom Autobahnamt Baden-Württemberg beauftragt, ein geeignetes Lüftungssystem vorzuschlagen und einen entsprechenden Entwurf für die Lüftung auszuarbeiten¹, nach dem sie auch eingerichtet wurde.

II. Das Lüftungssystem

Dem Vorschlag für das Lüftungssystem liegt die Überlegung zugrunde, die infolge atmosphärischer Einflüsse und des Verkehrs zustande kommenden Luftströmungen weitmöglichst für die Lüftung auszunützen und Gebläse nur in Fällen zu betreiben, bei denen die Tunnelluftströmung stagniert oder für die Lüftung nicht ausreicht.

Durch Verwirklichung dieses Grundprinzips war es möglich, die Baukosten sehr niedrig zu halten und entsprechend dem jeweiligen Frischluftbedarf einen minimalen Betriebsaufwand sicherzustellen.

III. Natürliche Strömungsverhältnisse, Verqualmung und künstliche Luftzufuhr

Als wertvolle Unterlagen standen Messungen der natürlichen Strömungsgeschwindigkeit der Tunnelluft zur Verfügung, die der Diplom-Meteorologe K. Schwalb, Stuttgart, neben meteorologischen Untersuchungen der Umgebung durchgeführt hatte. Unter Verwendung der Messungen wurden die in Abb. 1 dargestellten Dauerlinien der Luftgeschwindigkeit im Tunnel ermittelt. Man sieht, daß die Luft an etwa 230 Tagen im Jahr in Richtung West-Ost und an etwa 135 Tagen in Richtung Ost-West strömt. In der erstgenannten Richtung sind Luftgeschwindigkeiten bis zu 6 m/s, in der anderen bis zu 5 m/s ermittelt worden.

Bei einem Verkehr von 2000 Fahrzeugen je Stunde in der Regelrichtung West-Ost und einem gleich starken Verkehr in Sonderfällen, bei denen die beiden Fahrbahnen in entgegengesetzter Richtung befahren werden, war mit einem CO-Anfall von 25 Liter je Sekunde zu rechnen. Hieraus ergibt sich der Frischluftbedarf je nach der zugelassenen CO-Konzentration von 0,15 ‰, 0,25 ‰ oder 0,40 ‰ zu $Q = 167 \text{ m}^3/\text{s}$, $100 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $63 \text{ m}^3/\text{s}$. Dem genannten Frischluftbedarf entsprechen bei dem vorhandenen lichten Querschnitt der Tunnelröhre Strömungsgeschwindigkeiten von 2,55 m/s, 1,54 m/s bzw. ca. 1 m/s. An Hand der Strömungsdauerlinie für die

Richtung West—Ost ist feststellbar, an wieviel Tagen die natürliche Luftströmung für den Lüftungserfolg allein ausreichend wäre. Da die Strömungsgeschwindigkeiten durch die in gleicher Richtung sich bewegenden Fahrzeuge

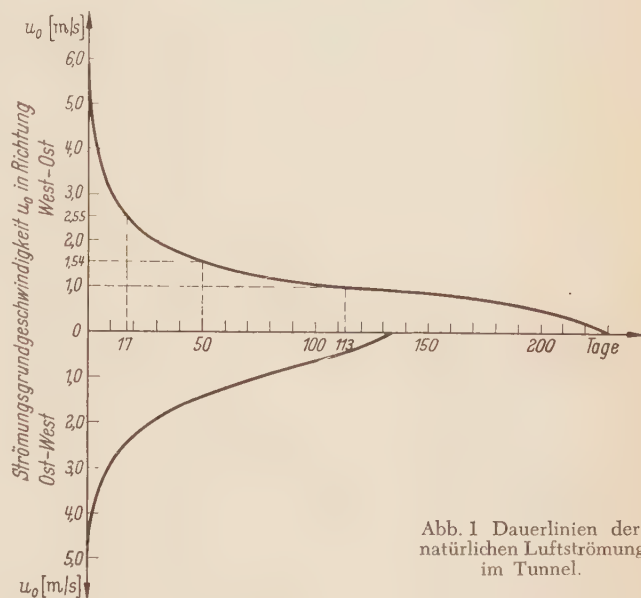


Abb. 1 Dauerlinien der natürlichen Luftströmung im Tunnel.

verstärkt werden, ist im Interesse der Geringhaltung der Betriebskosten aber auch die Lüftungswirkung des Verkehrs in Rechnung gestellt worden. Bei Verkehr in der Regelrichtung und einer natürlichen Luftströmung in umgekehrter Richtung war dagegen die Abminderung der Luftströmungsgeschwindigkeiten zu berücksichtigen. Beim Sonderfall des Gegenverkehrs im Tunnel können sich je nach Lage des Falles Luftströmungen einstellen, die stärker oder geringer als die natürlichen sind. Die Methoden, die zur Feststellung der Luftströmungsgeschwindigkeiten unter verschiedenen Voraussetzungen angewandt wurden, werden in einer gesonderten Abhandlung dargelegt.

Im ganzen ergibt sich, daß bei Verkehr in der Regelrichtung künstliche Frischluftzufuhr nur an wenigen Tagen, im Sonderfall des Gegenverkehrs fast durchweg dann nötig ist, wenn in der Regelrichtung nur 50 % der in der Gegenrichtung verkehrenden Fahrzeuge auftreten.

IV. Die Lüftungsanlage

Bei dem verhältnismäßig kurzen Tunnel, bei dessen Bau besondere Lüftungsanlagen zunächst nicht vorgesehen waren, wird die jeweils nötige Frischluft am zweckmäßigsten und mit einem Minimum an Aufwand in der Weise zugeführt, daß man die Luftsäule in der Längsrichtung des Tunnels mit einer Geschwindigkeit in Bewegung setzt, bei der die nötige Frischluftmenge durch das eine oder das andere Portal zuströmt.

Zur Erreichung dieser Wirkung wird bei den Tunnelportalen nach Abb. 2 ein Lufttreibstrahl mit hoher Geschwindigkeit in Richtung der Tunnelachse erzeugt. Die Treibstrahlluft mischt sich nächst der Einblasstelle mit der Tunnelluft und bewirkt eine Drucksteigerung, zufolge der die Tunnelluft in der Einblasrichtung in Bewegung gesetzt wird und weitere Luftmengen durch das Portal ansaugt.

Voraussetzung für einen guten Effekt und einen wirtschaftlichen Betrieb ist, daß der Treibstrahl jeweils in Richtung der Luftströmung wirkt, die sich klimatisch und verkehrsbedingt von selbst einstellt. Nur bei ganz kleinen

¹ Bei der Entwurfsbearbeitung ließen der Leiter des Autobahn-amtes, Herr Dr.-Ing. Leins, sowie Herr Regierungsbaumeister Haupt den Verfassern in dankenswerter Weise vielfältige Unterstützung angedeihen.

Strömungsgeschwindigkeiten ist der Einfluß der Blastrichtung unbedeutend.

Entsprechend den verschiedenen Frischluftmengen war es erwünscht, die Stärke des Treibstrahles regelbar zu

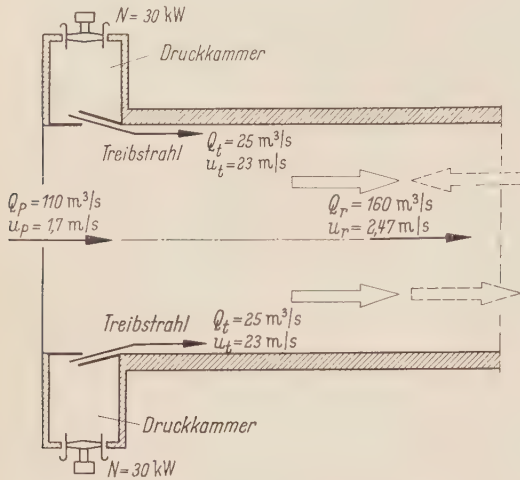
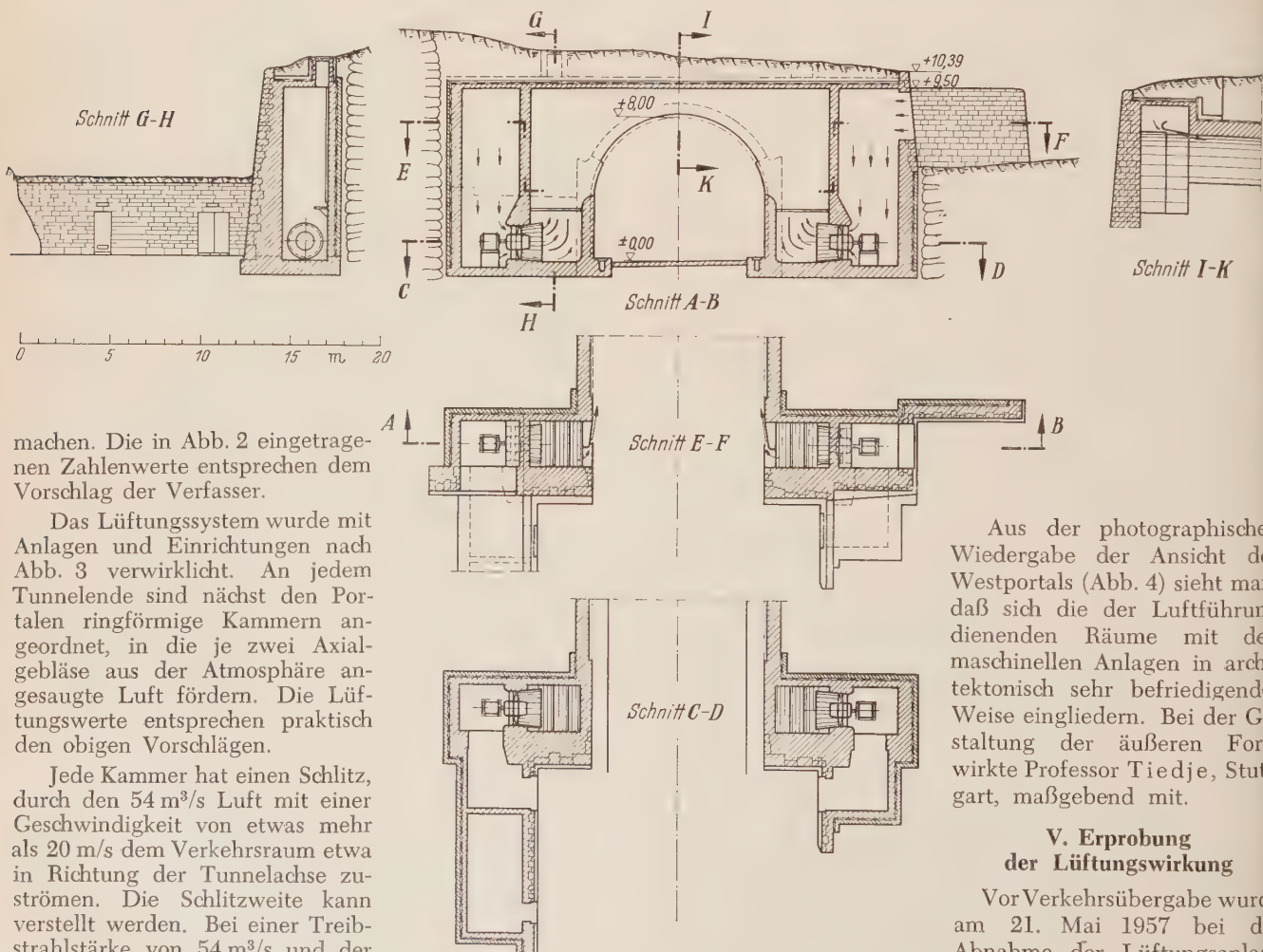


Abb. 2. Schema des Lüftungssystems mit Treibstrahl.

Verkehrsrichtung im Regelfalle; Verkehrsrichtung bei Gegenverkehr; Strömungsrichtung; Q_t Luftmenge im Treibstrahl; u_p Geschwindigkeit der Treibstrahlluft im Schlitz; Q_p Durch das Portal zuströmende Luftmenge; u_p Geschwindigkeit der Luft im Portalquerschnitt; Q_r Luftmenge im Tunnel; u_r Geschwindigkeit der Tunnelluft.



machen. Die in Abb. 2 eingetragenen Zahlenwerte entsprechen dem Vorschlag der Verfasser.

Das Lüftungssystem wurde mit Anlagen und Einrichtungen nach Abb. 3 verwirklicht. An jedem Tunnelende sind nächst den Portalen ringförmige Kammern angeordnet, in die je zwei Axialgebläse aus der Atmosphäre angesaugte Luft fördern. Die Lüftungswerte entsprechen praktisch den obigen Vorschlägen.

Jede Kammer hat einen Schlitz, durch den $54 \text{ m}^3/\text{s}$ Luft mit einer Geschwindigkeit von etwas mehr als 20 m/s dem Verkehrsraum etwa in Richtung der Tunnelachse zuströmen. Die Schlitzweite kann verstellt werden. Bei einer Treibstrahlstärke von $54 \text{ m}^3/\text{s}$ und der gewählten Schlitzweite werden durch das Portal etwa $110 \text{ m}^3/\text{s}$ Luft angesaugt, so daß dem Ver-

kehrsraum insgesamt $160 \text{ m}^3/\text{s}$ Frischluft zuströmen. Der Treibstrahl wird durch je zwei Gebläse mit einer Motorleistung von $2 \cdot 17 = 34 \text{ PS}$ erzeugt. Die installierte Leistung wird, wie bereits dargelegt wurde, nicht etwa dauernd, sondern nur während eines Bruchteiles der Verkehrszeit in Anspruch genommen, so daß die Stromkosten sehr gering gehalten werden. Bei geringem künstlichem Frischluftbedarf kommen reduzierte Treibstrahlimpulse zur Wirkung, denen auch geringe Motorleistungen entsprechen.

In Abb. 3 wird die bauliche Anlage durch die Schnitte A-B, die Horizontalabschnitte C-D und E-F sowie die lotrechten Schnitte G-H und I-K erläutert.



Abb. 4. Westportal des Lämmerbuckeltunnels.

Aus der photographischen Wiedergabe der Ansicht des Westportals (Abb. 4) sieht man, daß sich die der Luftführung dienenden Räume mit den maschinellen Anlagen in architektonisch sehr befriedigender Weise eingliedern. Bei der Gestaltung der äußeren Form wirkte Professor Tiedje, Stuttgart, maßgebend mit.

V. Erprobung der Lüftungswirkung

Vor Verkehrsübergabe wurde am 21. Mai 1957 bei der Abnahme der Lüftungsanlage zunächst die natürliche Luftströmungsgeschwindigkeit etwa in Tunnelmitte und 1 m

Abb. 3.

Anlagen und Einrichtungen der Lüftung mit Treibstrahl im Lämmerbuckeltunnel.

ber der Tunnelsohle mit einem geeichten Schalenkreuz-
nemometer bestimmt. Wie aus Abb. 5 ersichtlich ist, be-
rug diese Strömungsgeschwindigkeit 0,9 m/s um 10.50 Uhr
vor Inbetriebsetzung der Gebläse am Westportal. Unter
der Gebläsewirkung stieg die Luftströmungsgeschwindig-

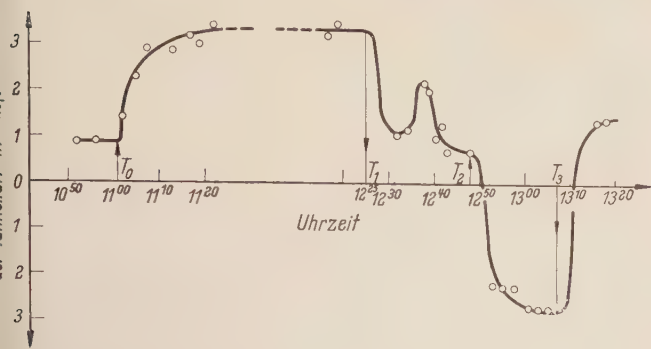


Abb. 5. Strömungsgeschwindigkeiten der Tunnelluft nach Messungen und Beobachtungen bei der Abnahme am 21. Mai 1957.

T_0 Zeitpunkt der Inbetriebsetzung der Gebläse des Westportals; T_1 Zeitpunkt der Abschaltung der Gebläse des Westportals; T_2 Zeitpunkt der Inbetriebsetzung der Gebläse des Ostportals; T_3 Zeitpunkt der Abschaltung der Gebläse des Ostportals

keit entsprechend der die Einzelmessergebnisse mittelnden Kurve auf 3,30 m/s an. Um 12.25 Uhr wurden die Gebläse abgeschaltet. Innerhalb eines Zeitraumes von 7 Minuten fiel die Strömungsgeschwindigkeit auf 1,1 m/s, also fast auf den Ursprungswert ab. Zwischen 12.32 Uhr und 12.48 Uhr war die Strömungsgeschwindigkeit etwas wechselnd, vermutlich infolge eines atmosphärischen Einflusses. Um 12.48 Uhr, als die Strömungsgeschwindigkeit 0,7 m/s vorlag, wurden die Gebläse am Ostportal in Betrieb gesetzt. Sie bewirkten bereits nach 3 Minuten eine Umkehrung der Strömungsrichtung, bis sich schließlich die Geschwindigkeit

von 2,75 m/s in entgegengesetzter Richtung einstellte. Nach Außerbetriebsetzung der Gebläse beim Ostportal um 13.07 Uhr nahm die Strömungsgeschwindigkeit rasch ab und wechselte bereits um 13.11 Uhr wieder in die ursprüngliche Richtung, in der sich um 13.15 Uhr der Beharrungszustand bei der Strömungsgeschwindigkeit 1,4 m/s ergab.

Nach Qualmerzeugung am Westportal durch Rauchpatronen konnte man die Bewegung der Qualmwand im Tunnel deutlich erkennen und so die Lüftungswirkung eindrucksvoll erleben.

Die Lüftungsanlage hat sich nach bisherigen Erfahrungen voll bewährt. Der Treibstrahl stört oder belästigt in keiner Weise. In einer Entfernung zwischen 20 bis 30 m vom Portal empfindet man lediglich einen schwachen Luftzug.

Die Stromkosten für die Lüftung sind, wie zu erwarten war, sehr niedrig. Die nötige Entqualmung wird stets zuverlässig in 2 bis 4 Minuten erreicht.

Gegenüber einer Querlüftung wird beim angewandten Lüftungssystem die Luftströmung sicher beherrscht. Dazu tritt noch der hoch zu bewertende wirtschaftliche Vorteil, daß die Anlage- und Betriebskosten nur einen kleinen Bruchteil jener ausmachen, die bei Querlüftung aufgewendet werden müßten.

VI. Weitere Anwendungsfälle des Lüftungssystems

Auf Grund der Erfahrungen mit dem beschriebenen Lüftungssystem wird man sich bei den jetzt im Bau befindlichen und auch für geplante Tunnel die mit dem beschriebenen Lüftungssystem erreichbaren Vorteile zunutze machen, zumal das Lüftungssystem nicht nur für sich allein, sondern auch in Verbindung mit anderen Systemen anwendbar ist. Dadurch kann die Lüftungswirkung anderer, bei langen Tunneln (Alpentunneln) vorzusehender Einrichtungen verbessert, vereinfacht und verbilligt werden.

Kurze Technische Berichte

Strahlungstechnik

Durch die Freisetzung und Verwendung von Atomkernenergie im Großmaßstab haben die Probleme der Strahlenschädigung und des Strahlenschutzes einen außerordentlich großen Umfang angenommen und eine hervorragende allgemeine Bedeutung erlangt.

Die technische Verwirklichung der Strahlenschutzmaßnahmen ist im wesentlichen in die Hände des Bauingenieurs gelegt. Um den Bauingenieur mit ständig neu auftretenden Problemen vertraut zu machen, soll eine Artikelserie des Herrn Dipl.-Ing. Thomas Jaeger in Form von Kurzberichten erscheinen, die die Probleme an Hand von Bauten der Kernenergieindustrie illustriert und über einschlägige theoretische und experimentelle Untersuchungen berichtet. Die Gliederung dieser Berichte erfolgt nach folgenden Gesichtspunkten:

Entwurf und Ausführung von Containerschalen.

Druck- und gasdichte Schalen in Stahl. — Gasdichte Schalen in Stahlbeton. — Bemessungsgrundlagen.

Entwurf und Ausführung von Strahlenabschirmungsanlagen aus Beton.

Bemessungsgrundlagen hinsichtlich Strahlenabschwächung und Wärmewirkung für Reaktoren. — Abschirmung von Teilchenbeschleunigern. — Heiße Zellen, Bestrahlungs- und Trennanlagen.

Entwurf von Behältern für die Speicherung flüssiger hochaktiver Abfallprodukte.

Permanente Unterbringung radioaktiver Abfallstoffe.

Die 30 geordneten Kurzberichte sollen dazu anregen, daß sich ein möglichst großer Kreis von Bauingenieuren mit diesen wichtigen Problemen beschäftigen möge. Die Schriftleitung.

Entwurf und Ausführung von Containerschalen

OK 621.039.42 : 621.311.25 : 624.953

Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern

Die Hauptgefahr, die mit dem Betrieb von Kernreaktoren aller Typen verbunden ist, besteht in der möglichen Freisetzung der im Reaktorkern vorhandenen Spaltprodukte und ihrer Ver-

teilung über weite Bereiche. Kraftwerksreaktoren sind in dieser Hinsicht besonders gefährlich, weil sie aus wirtschaftlichen Gründen für lange Bestrahlungszeiten und auf hoher Leistungsniveau betrieben werden müssen, was zu einer Akkumulation großer Mengen langlebiger Spaltprodukte führt. Beispielsweise beträgt der Spaltproduktinhalt eines thermischen Reaktors mit 500 MW Wärmeleistung 24 h nach Stilllegung folgend auf stetigen Betrieb über eine Zeit von 180 Tagen etwa $4,1 \cdot 10^8$ Curie

[1] [2]. Die in Forschungsreaktoren vorhandenen Spaltprodukte betragen nur einen kleinen Bruchteil der in großen Kraftwerksreaktoren vorhandenen Mengen.

Die Wahrscheinlichkeit des Eintretens einer Reaktor-katastrophe großen Ausmaßes, die durch Freisetzung radioaktiver Spaltprodukte die in der Umgebung der Reaktoranlage lebende Bevölkerung gefährden könnte, ist extrem gering. Die große Mehrzahl der Schadensfälle wird von einer weniger schweren Art sein und nur Teile der Anlage selbst und evtl. auch das Betriebspersonal betreffen. Sollte irgendeine unglückliche Folge von Versagens- und Schadensfällen zur Zerstörung des Reaktorkernes mit folgender Freisetzung der Spaltprodukte innerhalb des Reaktorbehälters führen, so würde keine Gefährdung der allgemeinen Öffentlichkeit eintreten, wenn nicht der Reaktorbehälter und die die gesamte Reaktoranlage umschließende Containerschale ebenfalls zerstört bzw. beschädigt werden.

Wahrscheinlichkeit des Eintretens katastrophaler Schadensfälle

Die potentielle Gefahr der Kernenergie-Industrie ist bereits vor ihrer Entwicklung erkannt und unter eine außerordentlich strenge Sicherheitskontrolle gebracht worden. Diese Sicherheitskontrolle gründet sich auf die denkbar ungünstigsten Kombinationen hypothetischer Versagens- und Schadensfälle, so daß die objektiv erhebliche Gefahr so bezwungen ist, daß sie nur eine äußerst geringe Gefährdung für den Menschen darstellt, oder besser: darzustellen braucht. „Die wirkliche Gefahr tritt ein, wenn ein falsches Gefühl der Sicherheit ein Nachlassen der Vorsicht verursacht“ (E. Teller).

Es ist die einmütige Meinung der Experten des Advisory Committee on Reactor Safeguards der U.S. Atomic Energy Commission, daß die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines katastrophalen Schadensfalles an einem Reaktorsystem extrem gering ist. Obwohl eine allgemeine Abneigung gegen die Zuordnung numerischer Werte zur Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines so vagen und ungewissen Phänomens besteht, besonders da eine derartige Schätzung einen falschen Eindruck von der Kenntnis der Grundlagen vermitteln könnte, haben es einige Wissenschaftler unternommen, ihrer Meinung durch größenordnungsmäßige Schätzungen Ausdruck zu verleihen.

Die Wahrscheinlichkeit der Gefährdung der Öffentlichkeit durch Schadensfälle an Reaktorsystemen kann in Termen einer Folge von Ereignissen ausgedrückt werden, deren jedes die Vorbedingung für die sich aus den folgenden Ereignissen ergebende Situation darstellt und eine sukzessive geringere Wahrscheinlichkeit des Eintretens als sein Vorläufer hat. Die Schätzungen der Experten für die Wahrscheinlichkeit einer größeren Beschädigung des Reaktorkernes eines Kernkraftwerkes mit bedeutender innerer Freisetzung von Spaltprodukten, die aber nicht aus dem Reaktorbehälter entweichen, liegen im Bereich von 1 zu 10^2 bis 1 zu 10^4 je Kernreaktor und Jahr. Ihre Schätzungen für die Wahrscheinlichkeit von Schadensfällen, bei denen bedeutende Mengen von Spaltprodukten aus dem Reaktorbehälter entweichen, aber nicht aus dem gasdichten Container hinausgelangen, liegen im Bereich von 1 zu 10^3 bis 1 zu 10^4 je Kernreaktor und Jahr. Schließlich liegen ihre Schätzungen für die Wahrscheinlichkeit von Schadensfällen, bei denen größere Mengen von Spaltprodukten aus dem Container entweichen, zwischen 1 zu 10^5 und 1 zu 10^9 je Kernreaktor und Jahr [3].

Es muß betont werden, daß diese Werteangaben tatsächlich keine demonstrierbare Grundlage besitzen und keine Gültigkeit der Anwendung haben jenseits einer Wiedergabe sachverständiger Meinungen über die Wahrscheinlichkeiten des Eintretens von Schadensfällen an Kernreaktorsystemen für die Energiegewinnung. Mit großer Eindringlichkeit führen diese Schätzungen jedoch die Bedeutung des gasdichten Einschusses der Reaktoranlage eines Kernkraftwerkes in eine Containerschale vor Augen, die das Endglied der vielen Sicherheitsvorkehrungen darstellt, die garantieren sollen, daß der Betrieb von Kernkraftwerken nicht die öffentliche Sicherheit und Gesundheit gefährdet.

Das Versagen der Containerschale kann man schlechthin als einen „unglaublichen“ Schadensfall bezeichnen, man muß für diesen Fall entweder das Eintreten einer phantastischen Reihe von Vorfällen annehmen oder ihn einfach postulieren, ohne sich die Ursachen dafür auszudenken. Legt man die pessimistischste der angegebenen Schätzungen für den schlimmsten Schadensfall zugrunde und trifft die Annahme, daß in den Vereinigten Staaten 100 Kernreaktor-Kraftwerke in Betrieb sind, und postuliert ferner in unrealistischer Weise, daß jeder Schadensfall des definierten Typs 3000 Menschen das Leben kostet, so ist die Wahrscheinlichkeit, daß eine Person durch Reaktorschadensfälle ge-

tötet würde, 1 zu 50 Millionen je Jahr [3]. (Vergleichsweise ist die Wahrscheinlichkeit, daß eine Person in den Vereinigten Staaten durch Autounfälle getötet wird, etwa 1 zu 5000 je Jahr, wenn man annimmt, daß für jede Person die gleiche Wahrscheinlichkeit besteht, unter den 40 000 tödlich Verunglückten zu sein.)

Schadensfälle an Reaktor und Kühlsystem

Als Grundlage für die Bemessung eines Containers werden Schadensfälle postuliert, deren resultierenden Druckwellen, Druckzunahmen und -abnahmen sowie Temperaturwirkungen die Containerschale widerstehen muß, die derzeit gewöhnlich in Stahl ausgeführt wird. Die möglichen Schadensfälle eines Reaktorsystems, die zu einer Freisetzung von Spaltprodukten führen können, lassen sich wie folgt klassifizieren: 1. Unkontrolliertes Durchgehen der Kern-Kettenreaktion; 2. Verlust des Kühlmittels und darauffolgendes Schmelzen der Reaktorkomponenten selbst nach Stilllegung des Reaktors infolge der durch radioaktiven Zerfall der Spaltprodukte bedingten Wärmefreisetzung; 3. eventuelle exotherme chemische Reaktionen zwischen den verschiedenen Komponenten des Reaktors und dem Kühlmittel oder der Atmosphäre, die bei Schmelzen des Reaktorkernes infolge einer aus der Kontrolle geratenden Kern-Kettenreaktion oder infolge von Zerfallswärmeerzeugung ausgelöst werden können.

Durchgehen des Reaktors

Ein Merkmal, durch das Kernreaktoren sich vom herkömmlichen energieliefernden Maschinen unterscheiden, ist, daß bei Verlust adäquater Kontrolle enorme Leistungszunahmen innerhalb weniger Augenblicke eintreten können. Bis zu einem gewissen Grade können betriebliche Irrtümer, Versagen mechanischer Teile und andere Umstände, die zu einer Reaktivitätszunahme Anlaß geben können, durch das Kontrollsystem korrigiert werden. Es ist jedoch theoretisch möglich, daß das Durchgehen einer Kern-Kettenreaktion in Sekundenbruchteilen vor sich gehen kann, so daß die Kontrollmechanismen wegen der begrenzten Bewegungsgeschwindigkeit zu spät wirksam werden.

Das Durchgehen eines Reaktors kann erfolgen, wenn eine große Überschussreaktivität so schnell eingeführt wird, daß das Reaktorkontrollsystem und die verschiedenen Sicherheitsvorkehrungen zu spät wirksam werden, oder aber wenn gleichzeitiges Versagen der gesamten Sicherheitsinstrumentation eintritt. Die Umstände, durch die innerhalb von Sekundenbruchteilen ein großer Reaktivitätszuwachs tatsächlich herbeigeführt werden könnte, sind bei vielen Reaktorsystemen obskur. Derartige große, rapide Zufügungen von Reaktivität sind selbst im Experiment nicht leicht zu erzielen, und bei einem normal betriebenen Reaktor können sie nur eintreten, wenn sich eine unwahrscheinliche Kette von Fällen des Versagens ereignet. Die Möglichkeit des Eintretens eines rapiden Durchgehens der Kern-Kettenreaktion kann jedoch nicht absolut ausgeschlossen werden, und Untersuchungen haben sich weitgehend auf die Folgen eines derartigen Durchgehens beschränkt, ohne eine einleuchtende Ursache zu postulieren.

Als Folge eines Durchgehens der Kern-Kettenreaktion würden Reaktorleistung und -temperatur zunehmen, bis dem Durchgehen ein Ende gesetzt wird entweder durch einen starken negativen Reaktivitätskoeffizienten des Reaktorsystems oder durch ein Auseinanderfallen (Schmelzen, Verdampfen) des Reaktorkernes. Wassermodierte Reaktoren besitzen die Eigenschaft der Selbstregulierung durch negativen Reaktivitätskoeffizienten in der Regel in wesentlichem Maße, und möglicherweise kann diese Eigenschaft wenigstens in gewissem Grade nahezu allen Typen von Reaktoren beigegeben werden. Da die selbststabilisierend wirkenden physikalischen Prozesse in Reaktoren aber nicht stets gleichlaufend mit der Freisetzung von Wärme aus dem Spaltprozeß zu sein brauchen, sondern verzögert werden können, kann auch bei Vorhandensein eines negativen Reaktivitätskoeffizienten eine Zerstörung des Reaktorkernes erfolgen, wenn während dieser „Verzögerung“ eine wesentliche Überschussreaktivität in den Reaktor eingeführt wird.

Aus einer Reihe von Untersuchungen über Möglichkeiten des Durchgehens von Kernreaktoren geht hervor, daß ein unkontrolliertes Durchgehen der Kern-Kettenreaktion bei einem Reaktor selbst im denkbar ungünstigsten Falle nicht zu einer nuklearen Explosion führen kann, die einer Kernwaffenexplosion auch nur entfernt ähnelt. Bei großen thermischen Reaktoren kann faktisch überhaupt kein explosionsähnlicher nuklearer Prozeß eintreten. Die verhältnismäßig stärkste Temperatur- und Druckwirkung kann bei dem Durchgehen eines schnellen Reaktors auftreten, bei dem das spaltbare Material in hoher Konzentration auf sehr kleinem Raum zusammenliegt und lediglich die für Kühlzwecke erforderliche geometrische Verteilung des

Spaltstoffes den Reaktor an der Erreichung eines superkritischen Zustandes hindert.

Ein plötzlicher Reaktivitätszuwachs kann durch rapide Zummendruckung des Reaktorkerns oder infolge Schmelzens des Kerns eintreten. Der erstere Fall kann eintreten, wenn bei einem plötzlichen Ansteigen der Reaktorleistung das Flüssigmetall-Kühlmittel siedet und aus dem Reaktor ausgetrieben wird, so daß die Spaltstoffelemente infolge der Temperaturzunahme erweichen. Ein plötzliches Zurückfließen des Kühlmittels oder ein Vorwärtsstoß durch die Pumpe könnte den Reaktorkern, dessen Kühlmittelpassagen durch die Deformierung der Spaltstoffelemente blockiert sind, zu einer hochgradig superkritischen Masse zusammendrücken, die zu verdampfen beginnt und sich ausdehnt, bis die Kettenreaktion aufhört [4]. Gefährlicher kann der zweite Fall sein, der darin besteht, daß nach Verlust von Flüssigmetall-Kühlmittel der mittlere Teil des Reaktorkerns schmilzt und die Schmelze die Hohlräume im unteren Teil des Reaktorkerns ausfüllt, worauf der obere Teil zerabstürzt — ein einer Implosion ähnlicher Vorgang [5].

Für das Durchgehen der Kern-Kettenreaktion bei schnellen Reaktoren errechnete maximale Energiefreisetzungen liegen in der Größenordnung der Energiefreisetzung bei Explosion von einigen hundert Kilogramm Trinitrotoluol, aber die Geschwindigkeit der Energiefreisetzung bei der nuklearen Explosion ist viel geringer. Es ist unwahrscheinlich, daß die Folge eines Durchgehens eintretende Energiefreisetzung jenseits der Reaktorstrahlenschutzanlage wesentliche mechanische Beschädigungen verursachen könnte. Das Durchgehen kann jedoch exotherme chemische Reaktionen zwischen verschiedenen Komponenten des Reaktorsystems zur Folge haben und die Freisetzung von Kühlmitteln bewirken, was zu wesentlich größeren Energiefreisetzungen führen kann als das vorhergehende Durchgehen des Reaktors selbst. Die Containerschale ist daher in der Regel für weit größere Druckzunahmen zu bemessen, als aus dem Durchgehen der Kern-Kettenreaktion resultieren.

Freisetzung des Kühlmittels bei wassergekühlten Reaktorsystemen

Insbesondere bei Kraftwerksreaktoren, die Wasser als Wärmeträger verwenden (Druckwasserreaktor, Siedewasserreaktor), ist die im Reaktorbehälter und Kühlkreislaufsystem gespeicherte Energiemenge groß. Hochdrucksysteme unterliegen der Gefahr des Versagens; bei Kraftwerksreaktorsystemen kommt hinzu, daß der kumulative Einfluß der Strahlung bei langzeitiger Einwirkung ungünstige Änderungen der mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe mit sich bringen kann, und daß nach Aufnahme des Betriebes wichtige Komponenten für Inspektionen unzugänglich werden können, so daß das beginnende Versagen eine Warnung gibt.

Bei einem Bruch des primären Kühlkreislaufes oder des Reaktorbehälters bewirkt das zum Container bestehende Druckgefälle ein plötzliches Entweichen des im Kühlsystem unter hohem Druck gehaltenen Wassers. Der Austritt der Dampf-Wasser-Mischung verursacht eine Erhöhung der inneren Energie innerhalb der Containerschale, die in einem Temperatur- und Druckanstieg resultiert. Bei Vernachlässigung der Wärmeübertragung auf die Umgebung können die adiabatischen Gleichgewichtsbedingungen von Temperatur und Druck im Container für beliebige Mengen ausgelaufenen überhitzten Wassers berechnet werden. Die Geschwindigkeit des Auslaufens ist eine Funktion der Größe der Leckstelle und der Zeit; bei gegebener Größe der Leckstelle kann die Energieänderung im Container als Funktion der Zeit errechnet werden. Die Geschwindigkeit, mit der die Dampf-Luft-Mischung sich dem Gleichgewichtsstand nähert, kann wegen der komplizierten Natur des Mischprozesses nicht mit hinreichender Genauigkeit ermittelt werden. Die Berechnungen gründen sich daher auf die Annahme augenblicklicher gleichförmiger und vollständiger Mischung von Dampf und Luft, gleichförmiger Verteilung der Mischung im gesamten Containersystem und augenblicklicher Erreichung des thermodynamischen Gleichgewichtszustandes. Infolge der turbulenten Natur des Ausströmens bei großen Leckstellen können diese Annahmen nach einem Intervall von einigen Sekunden nach erfolgtem Bruch als einigermaßen zutreffend angesehen werden. Kontrollrechnungen auf der Grundlage der Annahme, daß keine Mischung von Dampf und Luft eintritt, ergaben niedrigere Drücke im Gesamtsystem als im Falle augenblicklicher Mischung [6].

Die Verringerung des Druckes bei Eintreten eines Bruches im Kreislaufsystem verursacht ein Temperaturgefälle zwischen dem Metall der Konstruktion des Systems, das eine große Wärmekapazität besitzt, und dem Kühlmittel. Wenn das Kühlmittel aus dem Kreislaufsystem entweicht, ohne daß Phasentrennung von Dampf und Wasser im primären Kühlsystem

erfolgt, hört das heiße Metall bei Beendigung des Auswurfes der Dampf-Wasser-Mischung auf, eine wirksame Wärmequelle zu sein. Wenn aber eine Trennung von entweichendem Dampf und Wasser eintritt, so daß flüssiges Kühlmittel den Kontakt mit den heißen Innenwänden des Rohr- und Behältersystems behält, so ergibt sich daraus eine beträchtliche zusätzliche Wärmeübertragung von dem heißen Metall auf die Containeratmosphäre durch Sieden des zurückbleibenden Wassers und folglich ein größerer Spitzendruck im Container. Wenn die Geschwindigkeit der Abnahme der inneren Energie der Containeratmosphäre infolge Kondensation des Dampfes die Geschwindigkeit der Energiezuführung vom Kreislaufsystem her übersteigt, durchlaufen Temperatur und Druck ein Maximum. Eine detaillierte Beschreibung der Berechnungen für den maximalen Druckanstieg infolge Wasserexpansion wird in [6] gegeben.

Die exakte Bestimmung des ungünstigsten Bruches eines gegebenen Kühlkreislaufsystems als Grundlage für die Bemessung der Containerschale erfordert die Untersuchung zahlreicher Leckstellen verschiedener Größe mittels eines sehr langwierigen schrittweisen Berechnungsverfahrens. Um diese Notwendigkeit zu umgehen, ist ein Satz von Bedingungen zur Bestimmung des maximal möglichen Druckanstieges im Container ohne Rücksicht auf die Größe und Lage der Leckstelle entwickelt worden. Es handelt sich dabei um die Aufstellung eines fiktiven physikalischen Sachverhaltes ohne tatsächliche physikalische Bedeutung, aus dem eine obere Grenze für den möglichen Druckanstieg im Container abgeleitet werden kann.

Der folgende Satz von Bedingungen ist die Grundlage für den ungünstigsten Fall [6] [7]:

a) Augenblickliche Verdampfung von primärem Kühlwasser bis zum Gleichgewichtszustand unter Zurücklassung von unverdampftem Kühlmittel im Kontakt mit heißen Metalloberflächen bei der Temperatur, die dem resultierenden Druck im Container entspricht (vollständige Phasentrennung). Die augenblickliche Verdampfung von primärem Kühlmittel resultiert in einem unmittelbaren Druckanstieg im Container. Dieser Druckanstieg wird bestimmt durch die anfängliche innere Energie des Kühlmittels, die groß ist, verglichen mit den Netto-Energieänderungen im Bereich des Maximums.

b) Fortgesetztes Sieden des unverdampften Kühlmittels infolge Wärmeübertragung von den heißen Metalloberflächen, mit denen das Kühlmittel in Berührung verbleibt. Die niedrige Gleichgewichtstemperatur des Kühlmittels nach plötzlicher Verdampfung ergibt hohe anfängliche Temperaturdifferenzen, demzufolge hohe Wärmeflüsse, und fügt somit dem Rest-Kühlmittel innerhalb kurzer Zeit verhältnismäßig große Wärmemengen zu, woraus sich Spitzenwerte von Temperatur und Druck innerhalb kurzer Zeit ergeben. Diese Spitzenwerte sinken natürlich progressiv ab, wenn die Geschwindigkeit des Wärmeverlustes infolge Kondensation die Geschwindigkeit des Wärmezuwachses durch Sieden des Kühlmittels übersteigt. Bei einem Bruch begrenzter Größe würde der Fluß durch die Leckstelle noch längere Zeit einen höheren Druck im Kühlkreislaufsystem zulassen und folglich eine höhere Temperatur des unverdampften Kühlmittels, was die Geschwindigkeit der Wärmeübertragung vom Metall auf das Kühlmittel vermindern würde.

c) Die gesamte innere Oberfläche des Kühlkreislaufsystems ist bei der Wärmeübertragung voll wirksam, solange irgendwelches unverdampftes Kühlmittel im System zurückbleibt. Diese Annahme stellt eine äußerst ungünstige Bedienung dar.

d) Bei der gleichlaufenden Kondensation des Wasserdampfes an der Containerinnenwand und an den Oberflächen von im Container befindlichen kühlen Objekten erfolgt keine Tröpfchenbildung, sondern es bildet sich eine Kondensatschicht aus. Dieser Kondensatfilm stellt infolge der verhältnismäßig geringen Wärmeleitfähigkeit von Wasser dem Wärmeübergang auf diese Körper einen beträchtlichen Widerstand entgegen.

e) Bei Druckwassersystemen erfolgt das Zerreißen des primären Kreislaufsystems mit einer solchen Heftigkeit, daß auch die sekundäre Seite der Wärmeaustauscher-Kessel leckgeschlagen wird.

Die direkte Bestimmung der Containergröße für einen gegebenen Spitzendruck ist nicht möglich. Wärmeübertragungsberechnungen ergeben Temperatur- und Druckvariationen für einen Container gegebener Abmessungen; die Ermittlung der wirtschaftlich optimalen Containergröße muß in einem langwierigen Probiervorgang erfolgen.

Freisetzung des Kühlmittels bei Flüssigmetall-gekühlten Reaktorsystemen

Bei Reaktorsystemen, die Natrium oder andere entflammbare Flüssigmetall-Kühlmittel verwenden, können bei Entweichen des Kühlmittels aus dem Kreislaufsystem beträchtliche Energie-

mengen durch exotherme chemische Reaktionen freigesetzt werden. Bei Verwendung von Alkalimetall-Kühlmitteln werden Wasser und anderes hochgradig reaktives Material nicht in hinreichender Menge im Container zugelassen, um eine wesentliche potentielle Gefahr darzustellen; die Ventilationsluft wird entfeuchtet. Betonoberflächen, die mit Alkalimetallen in Berührung kommen könnten, werden mit nichtrostendem Stahlblech verkleidet, um mögliche chemische Reaktionen mit dem vom Beton gebundenen Wasser zu verhüten. Unter diesen Umständen ist die Verbrennung des Flüssigmetall-Kühlmittels in Luft die einzige Reaktion, die für die Steigerung des Druckes und der Temperatur innerhalb des Containers von Bedeutung ist.

Am eingehendsten sind die aus einem Natriumfeuer resultierenden Drücke und Temperaturen in geschlossenen Behältern untersucht worden. Bei der Analyse der potentiellen Gefahren, die mit einer Natrium-Luft-Reaktion verbunden sind, ist es notwendig, zwischen verschiedenen Typen von Schadensfällen zu unterscheiden, die die Freisetzung von Natrium in die Gebäudeatmosphäre enthalten: Stagnierende Pfütze, Versprühen und explosionsartige Ejektion [5].

Der Kontakt von Natrium mit Luft an der Oberfläche einer stagnierenden Pfütze stellt den ungefährlichsten der drei Schadensfälle dar. Es würde viele Stunden dauern, bis sämtlicher in der Gebäudeatmosphäre enthaltener Sauerstoff mit dem Natrium reagiert hat. Natrium reagiert in der Dampfphase mit Luft; da die verhältnismäßig hohe Verdampfungswärme und der hohe Siedepunkt des Natriums, verbunden mit einer Verbrennungswärme, die nur doppelt so groß ist wie die Verdampfungswärme, in einer langsam vor sich gehenden Dampferzeugung aus dem flüssigen Zustand resultiert, brennt Natrium, verglichen mit Benzin, Öl usw., in Luft relativ langsam. Die hohe Wärmeleitfähigkeit wird die Wärme von der brennenden Oberfläche der Pfütze wegführen, die sich überdies rasch mit einer isolierenden Oxydschicht überzieht. Unter diesen Umständen steht der größte Teil der Verbrennungswärme nicht für eine Erhöhung der Temperatur und des Druckes der Containeratmosphäre zur Verfügung.

Freisetzung von Natrium in Form von Versprühen führt zu viel rapiderer Reaktionsgeschwindigkeit und verursacht folglich höhere Drücke im Container, als sie aus dem vorigen Fall resultieren. Ein Versprühen von Natrium in die Containeratmosphäre könnte beim Bruch eines Kühlkreislaufsystems eintreten, das Natrium unter Druck enthält. Da die Natrium-Luft-Reaktion hauptsächlich eintreten würde, während die Natriumtröpfchen durch die Luft fliegen, würde die Reaktionswärme zunächst fast vollständig zur Erhöhung von Temperatur und Druck der Containeratmosphäre verwendet. Bei einer experimentellen Untersuchung zur Ermittlung der aus der Reaktion zwischen versprühtem Natrium und Luft resultierenden Drücke wurde Natrium von 455° C durch eine Düse in ein 532-l-Stahlgefäß in sehr feiner Dispersion eingesprüht. Der bei diesen Versuchen erzielte maximale Druck betrug 2,7 atü bei Einpressen einer stöchiometrischen Menge Natrium unter hohem Druck innerhalb von 20 Sekunden in die Reaktionsgefäß-Atmosphäre. Dieser maximale Druck wurde 6 s nach Beginn des Einpressens erreicht, er fiel darauf stetig ab; nach 10 Minuten war der Sauerstoff im Reaktionsgefäß vollständig verbraucht [8] [9].

Berechnungen, die sich auf die Annahme von Wärmeverlusten von brennenden Natriumteilen durch Strahlung und Konvektion gründeten bei einer Verbrennungsgeschwindigkeit von 500 g Na je Sekunde und 100 m² Oberfläche bei einem Partikelradius von 1 mm, ergaben für eine stöchiometrische Menge Natrium einen maximalen Druck von 2,8 atü [10]. Es ist hervorzuheben, daß diese feine Dispersion und hohe Reaktionsgeschwindigkeit wahrscheinlich nicht als Folge eines Bruches der mit geringem Druck arbeitenden Natrium-Kühlsysteme der gegenwärtig in Betrieb befindlichen oder projektierten Schnell-Brutreaktoren eintreten kann. — Bei Systemen mit einem potentiellen Überschuß an Natrium führt eine Vergrößerung des Containerolumens nicht zu geringeren maximal möglichen Drücken aus der Natrium-Luft-Reaktion.

Der dritte und ernsteste Fall der Berührung von Natrium mit Luft ist explosionsartiger Auswurf in der Containeratmosphäre. Dies ist ein Vorgang, der nur aus einem schwerwiegenden Durchgehen der Kern-Kettenreaktion folgen kann. Der Unterschied zwischen explosivem Auswurf und Versprühen von Natrium unter Druck besteht in der größeren Reaktionsgeschwindigkeit, die eine Funktion von Größe und Verteilungsgeschwindigkeit der Natriumpartikel im Container ist. Es ist offenbar, daß nur im Falle einer hochenergetischen Ejektion einer sehr großen Masse wirksam dispergierten Natriums die Bedingungen für die maximale theoretische Reaktionsgeschwindigkeit angenähert werden können. Man kann annehmen, daß eine thermodynamische Berechnung der Druck- und Temperatureffekte einer explosions-

artig eintretenden Mischung von Natrium und Luft wegen der zahlreichen in einer derartigen Berechnung getroffenen Annahmen keine schlüssigen Ergebnisse liefert.

Bei Experimenten, bei denen heißes Natrium explosionsartig als feine Sprühung in ziemlich große luftgefüllte Reaktionsbehälter eingebracht wurde, wurden momentane Spitzendrücke von etwa 5,6 atü erzielt. Dieser Druck stellt das Maximum eines weiteren Bereiches von Experimenten dar. In allen Fällen lagen die erhaltenen Drücke beträchtlich unter den Ergebnissen der idealen theoretischen Berechnung. Wenn keine gänzliche Mischung nahezu stöchiometrischer Mengen erzielt wurde, resultieren beträchtlich niedrigere Spitzendrücke.

Chemisches Reagieren von Reaktorkern-Metall mit Luft

Wegen der Wärmeerzeugung infolge des radioaktiven Zerfalls der akkumulierten Spaltprodukte müssen die Spaltstoffelemente auch nach Stilllegung des Reaktors gekühlt werden. Die durch die exotherme radioaktive Transformation der Spaltprodukte freiwerdende Energie wird für einen langfristig auf konstanter Leistungstufe betriebenen Reaktor durch folgende Gleichung [11]

$$p = 0,07 P t^{-2,0} \quad t > 1 \text{ sec}$$

beschrieben, wobei P die Wärmeleistung des Reaktors bedeutet, p die in gleichen Einheiten ausgedrückte Zerfallswärmeerzeugung und t die Zeit nach Stilllegung des Reaktors in Sekunden.

Natürliche Zirkulation flüssigen Kühlmittels erweist sich im allgemeinen als hinreichend für die Abführung der freiwerdenden Wärme, dagegen Gaskühlung durch natürliche Zirkulation nicht. Für Notkühlung des Reaktorkernes von Druckwasser- und Siedewasserreaktoren werden Reservewasserbehälter vorgesehen. Bei Flüssigmetall-gekühlten Reaktoren wird durch eine zusätzliche Menge Kühlmittel die Wärmekapazität des gesamten Systems erhöht. Der Reaktorbehälter soll in einer mit nichtrostendem Stahlblech verkleideten Betonkammer, die als Auffangbehälter dient, untergebracht werden, so daß das Kühlmittel den Reaktorkern bedeckt, selbst wenn der Reaktorbehälter oder das Rohrleitungssystem beschädigt ist [12].

Wenn bei einer Beschädigung des Kreislaufsystems eines wassergekühlten Reaktors Kühlmittel in hinreichender Menge freigesetzt wird, verursacht dies eine automatische Stilllegung des Reaktors. Führt dieser Bruch im wesentlichen zu einem Einschluß von Luft im wasserlosen Reaktorbehälter und ist das Not-Kühlsystem infolge von gleichzeitiger Beschädigung nicht betriebsfähig, so tritt Schmelzen der Spaltstoffelemente ein, selbst wenn die Behälterwandung gekühlt wird. Das hat seinen Grund darin, daß die Zerfallswärme in den ersten Stunden nach der Stilllegung durch die eingeschlossene Luft nicht in hinreichendem Maße auf die innere Oberfläche des Reaktorbehälters übertragen werden kann. In der Luft vorhandener Wasserdampf ist auch nicht in hinreichendem Maße in der Lage, zusätzliche Wärme zu der Behälterwandung abzuführen, um ein Schmelzen der Spaltstoffelemente zu verhindern.

Ein Zerreißen des Reaktorbehälters, das den Verlust des Wassers zur Folge hat, aber von einer Art ist, daß Luft aus dem Gebäude durch den Reaktorkern strömen kann, kann bei gleichzeitigem Ausfall des Not-Kühlsystems zu einer maximalen Temperatur der Spaltstoffelemente führen, die unterhalb des Schmelzpunktes liegt. Bei Verwendung einer Spaltstoffumhüllung aus Zirkon wird jedoch das Hülsenmetall rasch oxydieren und damit das heiße Uran freilegen, das dann zu brennen anfängt. Überdies könnte die Erwärmung der Spaltstoffelemente zu einer so starken Verformung einiger Kühlpassagen im Reaktorkern führen, so daß eine Kühlung durch natürliche Zirkulation von Luft verhindert wird und Schmelzen der Spaltstoffelemente eintritt.

Das chemische Reagieren überhitzter Spaltstoffelemente mit der in den Reaktor eintretenden Luft und das Reagieren geschmolzener Spaltstoffelemente mit evtl. unter dem Reaktorkern stehendem zurückgebliebenem Wasser liefert weitere Energie für die Erhöhung von Druck und Temperatur im Container. Die chemischen Reaktionen würden nicht besonders heftig sein, könnten aber einen bedeutenden Teil der Spaltprodukte freisetzen und dispergieren.

Chemisches Reagieren von Reaktorkern-Metall mit Wasser

Verschiedene der bei der Konstruktion von Spaltstoffelementen verwendeten Metalle, wie Uran, Aluminium, Titan und Zirkon, sind bei hohen Temperaturen chemisch sehr reaktiv, sie können unter gewissen Umständen explosionsartig mit Wasser reagieren. Die aus Metall-Wasser-Reaktionen freisetzbare chemische Energie kann die bei dem schlimmsten möglichen Durchgehen eines Reaktors freiwerdende nukleare Energie wesentlich übersteigen.

In Gegenwart von Wasser können Spaltstoffelemente zum Schmelzen gebracht werden, wenn eine große Überschußreaktivität innerhalb eines sehr kurzen Zeitintervalles zugefügt wird. Es besteht dann die Möglichkeit eines chemischen Reagierens des geschmolzenen Metalls mit Wasser. Die Heftigkeit der chemischen Reaktion ist eine Funktion von wenigstens drei wichtigen Variablen: Geschwindigkeit der Energiezuführung zum Metall, Partikelgröße und Verhältnis von Metallmenge zu Wassermenge. Die Reaktionsbedingungen zwischen geschmolzenem Metall von Spaltstoffelementen und Wasser sind noch nicht eingehend erforscht. Eine Übersicht über Erfahrungen aus derießereipraxis und einige Experimente mit explosiven Metall-Wasser-Reaktionen mit Aluminium, Titan und Zirkon wird in [1], S. 135—138, gegeben.

Das potentiell gefährlichste Metall ist Zirkon. Die Zirkon-Wasser-Reaktion kann entweder eine rapide Oxydation oder eine heftige Explosion sein in Abhängigkeit davon, ob das Zirkon in massiver Form oder fein dispergiert ist. Wenn die Temperatur im Reaktorkern 1200° C erreicht, infolge eines Durchgehens der Kern-Kettenreaktion oder infolge der Zerfalls-wärmeerzeugung nach einem Verlust von Wasser aus dem Reaktorbehälter, kann in Gegenwart von Wasserdampf die Reaktion einsetzen und autokatalytisch mit rapider Beschleunigung fortschreiten, bis bei 1580° C das Schmelzen eintritt. In Gegenwart von Wasser hört die Reaktion von selbst auf, wenn eine äußere Wärmequelle wegfällt.

Bei feiner Dispersion reagieren Zirkon und Zirkonlegierungen vollständig und mit beträchtlicher Heftigkeit mit Wasser. In Experimenten wurde die feine Dispergierung des Metalls durch Detonation einer Sprengkapsel unter der Wasseroberfläche während des Eingießens von geschmolzenem Zirkon hergeführt. Obwohl in einem Reaktorkern kein mit einer Sprengkapsel vergleichbares Dispergiermittel vorhanden ist, wird der Fall einer explosionsartigen Reaktion des Zirkons der Spaltstoffelementenhüllen nichtsdestoweniger postuliert.

Bei unkontrolliertem Durchgehen der Reaktorleistung würde das Zentrum des Reaktorkerns zuerst schmelzen und evtl. verdampfen. Explosionsartiges Reagieren dieses Teils des Metalls mit Wasser würde den Reaktorkern auseinanderreißen, bevor die äußeren Bereiche ihren Schmelzpunkt erreichen. Um eine vollständige Reaktion zwischen geschmolzenem Metall und Wasser zu erhalten, müssen die Reagenzien in Kontakt bleiben; die Aufrechterhaltung des Kontaktes steht jedoch im Widerspruch mit der Annahme einer explosionsartigen Reaktion. Im allgemeinen erscheint die Annahme einer heftigen Reaktion von 25% des Reaktorkern-Metalls mit Wasser hinreichend pessimistisch. Eine heftige, mehr oder weniger vollständige Reaktion mit Wasser wäre nur denkbar als Ergebnis einer plötzlichen Verdampfung des ganzen Reaktorkerns, was als hochgradig unwahrscheinlicher Fall angesehen werden kann.

Die im folgenden beschriebene theoretische Untersuchung zur Bestimmung des maximal möglichen Ausmaßes einer in einem Druckwasserreaktor vorkommenden Zirkon-Wasser-Reaktion führte ebenfalls zu dem Ergebnis, daß Reagieren von 25% des Metalls mit Wasser die obere Grenze einer möglichen Reaktion darstellt. Es wurde die Annahme getroffen, daß ein schwerer Bruch des Kühlkreislaufsystems eingetreten ist, der den Verlust des Wassers bis zu einer vollständigen Entblößung des Reaktorkerns zur Folge hat. Die Temperatur der Zirkon-Gran-Spaltstoffelemente würde infolge der Zerfallswärmeerzeugung der Spaltprodukte schnell ansteigen. Bei Erreichen der Temperatur von 1200° C würden die Spaltstoffelemente mit dem im Reaktorkern befindlichen Wasserdampf zu reagieren beginnen. Die Reaktion würde dann autokatalytisch fortschreiten, bis die Metalltemperatur den Schmelzpunkt erreicht. Das Schmelzen würde langsam vor sich gehen, und die sich bildenden Metalltröpfchen würden in das unter dem Reaktor-

kern stehende restliche Wasser fallen. An diesem Punkte würde die Metall-Wasser-Reaktion schnell gelöscht werden. Unter Verwendung experimentell bestimmter Werte für das Zirkon-Wasser-System wurde eine Berechnung angestellt zur Ermittlung der Menge Zirkon, die vom Beginn der Reaktion an bis zum Zeitpunkt ihrer Löschung durch Wärmeverluste der Metalltröpfchen zum Wasser hin reagieren kann; diese Menge ergab sich zu maximal 25%. (Siehe [14] und [15] für detaillierte Berechnungen und Material über die Kinetik der Zirkon-Wasser-Reaktion und das Schmelzen des Reaktorkerns.)

Im Verlaufe einer Metall-Wasser-Reaktion wird Wasserstoffgas entwickelt, das wahrscheinlich schon bald nach seiner Entstehung mit dem Sauerstoff der Luft reagiert. Es ist jedoch auch möglich, daß ein Verbrennen des Wasserstoffes nicht gleich anschließend an seine Entwicklung eintritt, beispielsweise wenn es durch einen Wassersack aus dem Reaktorbehälter entweicht mit resultierender Kühlung des Gases. Für die Erreichung der kritischen Wasserstoffkonzentration, bei der eine Detonation eintreten kann, sind bei gleichförmiger Verteilung des Gases in der Containeratmosphäre sehr bedeutende Mengen Wasserstoffgas erforderlich. Es ist aber auch denkbar, daß sich das Wasserstoffgas in Taschen innerhalb des Containers sammelt, anstatt sich gleichförmig mit der Atmosphäre zu mischen. — Bei einigen Kernenergieanlagen sind zur Gewährleistung, daß der Wasserstoff brennt, sowie er entwickelt wird, eine Anzahl elektrischer Entzündler innerhalb des Containers verteilt. In diesem Falle führt die Energiefreisetzung aus der Wasserstoff-Sauerstoff-Reaktion nur zu einer unwesentlichen Erhöhung des Druckes und der Temperatur im Container.

Literatur

1. H. M. Parker und J. W. Healy: Environmental Effects of a Major Reactor Disaster. Proceedings of the International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Vol. 13, United Nations, New York 1956.
2. J. M. West und J. T. Weils: ANL-WHZ-299, 7. Mai 1951.
3. United States Atomic Energy Commission: Theoretical Possibilities and Consequences of Major Accidents in Large Nuclear Power Plants. WASH-740, März 1957.
4. R. Daane, R. Mela und J. DeFelice: Progress Report on the Study of Low Probability, High Hazard, Fast Reactor Accidents. NDA-14-107, 11. Nov. 1955.
5. Argonne National Laboratory: Hazard Summary Report; Experimental Breeder Reactor II (EBR II). ANL-5719, Mai 1957.
6. R. M. Rome und T. R. Moffette: PWR Plant Container Sizing Criteria. WAPD-SC-549, Juni 1957.
7. Westinghouse Electric Corporation, Bettis Plant: PWR Hazards Summary Report. WAPD-SC-541, Sept. 1957.
8. E. Hines und J. K. Kelley: Determination of the Maximum Pressures Attained During the Reaction of Sodium with Air in Closed Systems. Eng. Lab. Res. Dept. Report 55 C 80, The Detroit Edison Company, 15. Feb. 1956.
9. E. Hines, A. Gemant und J. K. Kelley: How Strong Must Reactor Housings be to Contain Na-Air Reactions? Nucleonics, Vol. 14, (1956), No. 10, S. 38—41.
10. A. Gemant: Calculations on the Sodium Air Reaction. Eng. Lab. Res. Dept. Report P. 55 C 80 — B, The Detroit Edison Co., Jan. 30, 1956.
11. K. Way und E. P. Wigner: Radiation from Fission Products. The Physical Review, 70 (1946), S. 115.
12. S. McLain und R. O. Brittan: Safety Features of Nuclear Reactors. Problems in Nuclear Engineering, Vol. I, S. 1—10, Pergamon Press, New York-London-Paris, 1957.
13. J. M. West, J. R. Dietrich, A. S. Jameson, G. A. Anderson, J. M. Harrer und H. F. Brush: Hazard Summary Report on the Experimental Boiling Water Reactor (EBWR). ANL-5781, 1957.
14. B. Lustmann: Zirconium-Water Reaction Data and Application to PWR Loss-of-Coolant Accident WAPD-SC-543, Mai 1957.
15. L. M. Swartz, A. W. Lemmon und L. E. Hulbert: PWR Loss-of-Coolant Accident Core Meltdown Calculations. WAPD-SC-544, Juni 1957.

K 624.012.46 : 69.001.3 (73)

Spannbetonbestimmungen in Amerika

Die Anwendung von Spannbeton hat in den letzten Jahren den USA große Vermehrung gefunden. Im Jahr 1957 wurde in einigen Staaten bis zu 400 % mehr Spannbetonbrückenfläche hergestellt als im vorangegangenen Jahr. Für alle Staaten wird eine weitere Zunahme in diesem Jahr vorausgesagt. Diese Entwicklung führte nun auch in Amerika dazu, Berechnung und Ausführung von Spannbetonbauwerken gewissen einheitlichen Regeln zu unterwerfen. Ähnlich wie es schon in vielen europäischen Ländern geschehen ist, wurden anfangs dieses Jahres die ersten Richtlinien herausgegeben. Der Titel "Tentative Recommendations for prestressed Concrete" (Vorläufige Empfehlungen für vorgespannten Beton) gibt schon an, daß es sich noch

nicht um Vorschriften handelt. Herausgeber dieser Empfehlungen ist das Amerikanische Betoninstitut in Gemeinschaft mit der Amerikanischen Gesellschaft für Bauingenieure.

In Amerika werden vor allem vorfabrizierte Träger verwendet, die von Spannbetonfirmen im Spannbett hergestellt werden. Allein diese Art der Herstellung hat sich bis jetzt als wirtschaftlich erwiesen. Die neuen Richtlinien sind daher aus diesem Gesichtspunkt zu betrachten. Da vorausgesetzt werden muß, daß erst verhältnismäßig wenig Ingenieure Erfahrung im Spannbeton haben, geben die Richtlinien auch Hinweise, wie man einen Träger mit genügender Sicherheit berechnen kann.

Geltungsbereich und allgemeine Bemerkungen

Die Empfehlungen gelten nicht für Silos. Das Versagen des Bauteils soll durch Bruch des Stahles und nicht infolge Über-

beanspruchung der Scherfestigkeit, des Verbundes oder der Druckfestigkeit des Betons erfolgen. Als Gütemaß wird in Amerika die Zylinderdruckfestigkeit verwendet. Für die Umrechnung wird die Beziehung verwendet:

Würfeldruckfestigkeit · 0,8 = Zylinderfestigkeit.

Lastfälle

Die Lastfälle Vorspannung, Eigengewicht, Transport, Montage und Nutzlast werden analog der DIN 4227 behandelt.

Rißlast: Es bleibt dem Ingenieur überlassen, welche Sicherheit er gegen eine Rißbildung unter normaler Nutzlast annehmen will. Wenn eine Rißbildung unter kurzer Überlast gestattet wird, darf unter normaler Nutzlast keine Zugspannung in Beton der Zugzone entstehen.

Zeitlich kurze Überlast: Für eine Last, die sehr selten und nur kurze Zeit einwirkt und die größer ist als die normale Nutzlast, werden höhere Spannungen nach Ermessen des Ingenieurs zugelassen. Das elastische Verhalten nach Wegnahme der Überlast muß jedoch gewährleistet sein.

Bruchlast: Die Bruchlast ist diejenige Last, unter der ein Versagen des Bauwerkes angenommen wird. Es sollen folgende Bruchlasten geprüft werden:

1,2 G + 2,4 P
oder 1,8 (G + P)
oder 1,2 G + 2,4 P + 0,6 W
oder 1,2 G + 0,6 P + 2,4 W
oder 1,8 (G + P + ½ W)
oder 1,8 (G + ½ P + W).

G = Eigengewicht; P = Nutzlast; W = Wind.

Der größere Wert ist jeweils maßgebend.

Für Straßenbrücken mit mittelmäßigen Spannweiten und einfachen Balken als Tragelement gilt:

1,5 G + 2,5 P.

Für durchlaufende Brücken und größere Spannweiten geben die Richtlinien keine Werte, sondern empfehlen in diesen Fällen Lastfaktoren nach eigenen Untersuchungen anzunehmen.

Zulässige Spannungen

Spannstahl: Unmittelbar nach dem Spannen	0,7 σ _B
Kurzes Überspannen an den Ankerköpfen	0,8 σ _B
Nach allen Verlusten	0,6 σ _B oder 0,8 σ _s
Beton:	
Kurz nach dem Spannen	
a) Druck Spannbett	0,48 σ _{bi}
Nach Erhärten gespannt	0,44 σ _{bi}
b) Zug	
Ohne schlaffen Stahl	
I-Profile	0,71 √σ _{bi}
Doppel-T- und Kasten-Profile	0
Mit schlaffem Stahl	
I-Profile	1,42 √σ _{ti}
Doppel-T- und Kasten-Profile	0,71 √σ _{bi}
Unter Gebrauchslast nach allen Verlusten	
a) Druck	
I-Profile	
Brücken	0,32 σ ₂₈
Gebäude	0,36 σ ₂₈
Doppel-T- und Kasten-Profile	
Brücken	0,32 σ ₂₈
Gebäude	0,36 σ ₂₈
b) Zug	
I-Profile	
Brücken	0
Gebäudeteile im Spannbett	1,42 √σ ₂₈
Nachträglich gespannt	0,71 √σ ₂₈
Doppel-T- und Kasten-Profile	
Brücken	0
Gebäude	0

σ_{bi} = Würfeldruckfestigkeit beim Spannen.

Verlust der Spannkraft

Reibungsverlust:

V₀ = V_x · e^(KL + αc)

K = Welligkeitsfaktor

L = Länge in Metern

α = Umschlingungswinkel

μ = Reibungskoeffizient

Für die Koeffizienten wird folgende Tabelle angegeben:

Stahl	Art der Hülle	Bereich		Empfohlen	
		K	μ	K	μ
Drähte	Metall, gewellt	0,0005 ÷ 0,003	0,15 ÷ 0,35	0,002	0,30
	gefettet, umwickelt	0,003	0,25 ÷ 0,35	0,002	0,30
Einzelstäbe	Metall	0,0001 ÷ 0,0005	0,08 ÷ 0,30	0,0003	0,20
Kabel	Metall	0,0005 ÷ 0,002	0,15 ÷ 0,30	0,0015	0,25

Elastische Verkürzung: analog DIN 4227.

Schwinden: Der Wert 0,0002 bis 0,0005 wird empfohlen.

Kriechen: 100mal die elastische Verkürzung in feuchter Luft
300mal die elastische Verkürzung in trockener Luft

Ermüdung des Stahles: Die Ermüdung des Stahles wird meist vom Hersteller angegeben und schwankt zwischen 2 bis 8 % der eingeleiteten Vorspannung.

Bruchmoment

Für die Berechnung des Bruchmomentes werden dem Ingenieur fertige Formeln für den rechteckförmigen Querschnitt und den Plattenbalkenquerschnitt in die Hand gegeben. Sie geben einen schnellen Weg, die Bruchmomente dieser Profile zu bestimmen.

Rechteckquerschnitt:

M_{Br} = F_s · σ_e · h (1 - 0,75 $\frac{F_s \cdot \sigma_e}{b \cdot h \cdot \sigma_{28}}$)

Plattenbalkenquerschnitt:

M_{Br} = F_{sr} · σ_e · h (1 - 0,75 $\frac{F_s \cdot \sigma_e}{b' \cdot h \cdot \sigma_{28}}$) + 0,7 σ₂₈ (b - b') t (h - 0,5 t)

σ_e = Durchschnittliche Stahlspannung beim Bruch

h = Höhe bis zum Stahlschwerpunkt

b' = Stegbreite

t = Flanschdicke

F_{sr} = F_s - F_f Stahlfläche für max. Druckspannung im Steg eines Plattenbalkens

F_f = 0,85 σ₂₈ (b - b') t / σ_e Stahlfläche für max. Druckspannung im restlichen Teil des Flansches.

Die durchschnittliche Stahlspannung beim Bruch ist zu ermitteln zu:

σ_e = σ_{Br} (1 - 0,63 $\frac{F_s \cdot \sigma_{Br}}{b \cdot h \cdot \sigma_{28}}$).

Diese Werte gelten nur für Spannstahl mit Verbund.

Wenn der Bruch durch Versagen des Betons erfolgen soll, muß die Bedingung erfüllt sein:

Rechteckquerschnitt:

$\frac{F_s \cdot \sigma_e}{b \cdot h \cdot \sigma_{28}} < 0,25$,

Plattenbalken:

$\frac{F_{sr} \cdot \sigma_e}{b' \cdot h \cdot \sigma_{28}} < 0,25$.

Falls der Stahlanteil dieses Maß überschreitet, darf das Bruchmoment nicht größer sein als:

Rechteckquerschnitt:

M_{Br} = 0,20 · σ₂₈ b h²,

Plattenbalken:

M_{Br} = 0,20 · σ₂₈ b h² + 0,7 · σ₂₈ (b - b') t (h - 0,5 t).

Die Plattenbalkenformel ist nur anwendbar, wenn die Flanschdicke den Wert

t < 1,75 $\frac{F_s \cdot b \cdot \sigma_e}{\sigma_{28}}$

unterschreitet.



**Wetterfrösche
nicht gefragt**

OPPANOL BA-Folie bei jedem Wetter verlegbar

Die alterungsbeständige, verrottungsfeste Isolierfolie der BASF kennt keine Wetterempfindlichkeit. Ob bei Hitze oder Kälte, bei Regen oder Trockenheit gearbeitet wird: in jedem Fall läßt sich ®OPPANOL BA-Folie gut verlegen und schützt das Bauwerk zuverlässig vor Grund-, Sicker- und Stauwasser, kurz, vor Feuchtigkeitsschäden aller Art.

OPPANOL BA-Folie ist außerdem sehr dehnbar, druckfest und mit dem Quellschweißmittel ®OPPANOLIN homogen verschweißbar. Sie hat sich zum Isolieren von Tiefbauten aller Art, von Brücken, Tunnels, begehbaren Dächern, Balkonen, Terrassen, Badezimmern u. a. hervorragend bewährt. Übrigens, auch die vor kurzem eingeweihte Teilstrecke der Stockholmer U-Bahn ist mit OPPANOL BA-Folie isoliert.

Wir weisen Ihnen gern Verlegefirmen nach. Bitte, schicken Sie uns diesen Kupon zu.

1/689

BASF

WERBEABTEILUNG 17

Wir interessieren uns für OPPANOL BA-Folie und bitten, uns die Anschriften von Verlegefirmen bekanntzugeben.

NAME _____ ADRESSE _____

Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
L U D W I G S H A F E N A - R H E I N



Gleislos fördern - mit FAUN fördern!

Für schwere Einsätze
in Steinbrüchen,
Bergwerk-Tagbau, Großbaustellen
und Erzgruben

FAUN-MULDENKIPPER 10-22 t NUTZLAST


FAUN-WERKE NÜRNBERG

Rohrhydraulik

Ein Handbuch zur praktischen Strömungsberechnung

Von Dr.-Ing. habil. **H. Richter**, Gummersbach

Dritte überprüfte und ergänzte Auflage

Mit 222 Abbildungen, 69 Zahlentafeln, 36 praktischen Berechnungsaufgaben und 1 Druckverlusttafel
XIII, 354 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 37,50

Inhaltsübersicht: **I. Mechanische und wärmetechnische Grundlagen:** Stoffeigenschaften. Kontinuitätsgesetz. Energieformen. Energiesätze für reibungslose Strömung. Energiesätze für natürliche Strömung. Mechanische Ähnlichkeit von Strömungsvorgängen. — **II. Theoretische Überlegungen und Versuchserfahrungen:** A. Strömung in geraden Rohren mit unveränderlichem Querschnitt: Beziehungen für den Druckabfall in geraden Rohren. Laminarströmung im geraden Kreisrohr. Übergangsgebiet zwischen laminarer und turbulenter Strömung. Turbulente Strömung im glatten geraden Kreisrohr. Turbulente Strömung im rauhen geraden Kreisrohr (vollkommen ausgebildete Strömung). Strömung in geraden Rohren mit anderem als Kreisquerschnitt. B. Strömung in geraden Rohren mit veränderlichem Querschnitt: Leitungen mit stetig veränderlichem Querschnitt. Leitungen mit unstetig veränderlichem Querschnitt. C. Strömung in anderen als geraden Rohren: Richtungsänderungen, Abzweige, Strömung in T-Stücken. — **III. Praktische Berechnung von Rohrleitungen:** A. Vorbemerkungen: Bedeutung der Strömungsrechnung. Über die Genauigkeit der Rechnung. Über zeichnerische Darstellungen. — B. Allgemeine Beziehungen für den Druckabfall: Geschwindigkeit, Menge, Rohrdurchmesser. Beziehungen für tropfbare Flüssigkeiten. Beziehungen für Gase und Dämpfe. Einfluß des Beschleunigungsgliedes. Übersichtsformeln. — C. Allgemeine Berechnungsunterlagen: Zahlentafeln für das spezifische Gewicht und die Zähigkeit. Beziehungen für die REYNOLDSsche Zahl. Widerstandszahlen für gerades Kreisrohr. Anhaltswerte für Reformstücke und Armaturen. — D. Allgemeine Angaben: Wirkungsgrad einer Rohrleitung. Größtmögliche Energieentnahme aus einer Leitung. — E. Wasserleitungen, besondere Strömungsfälle, Aufgaben: Spezielle Berechnungsunterlagen. Trink- und Brauchwasserleitungen, Aufgaben. Leitungen für Wasserkraftwerke, Aufgaben. Freispiegelleitungen. — F. Ölleitungen, besondere Strömungsfälle, Aufgaben: Spezielle Berechnungsunterlagen. Fernölleitungen, Aufgaben. — G. Luftleitungen, besondere Strömungsfälle, Aufgaben: Spezielle Berechnungsunterlagen. Luftleitungen, Aufgaben. — H. Gasleitungen, besondere Strömungsfälle, Aufgaben: Spezielle Berechnungsunterlagen. Gasleitungen, Aufgaben. — I. Dampfleitungen, besondere Strömungsfälle, Aufgaben: Spezielle Berechnungsunterlagen. Dampfleitungen, Aufgaben. — **Namenverzeichnis.** — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Stegbewehrung

Für die Bewehrung der Stege wird die folgende Formel zur Anwendung empfohlen, wobei jedoch bemerkt wird, daß konservative Werte ergibt:

$$F_{\text{steg}} = \frac{1}{2} \frac{(Q_{g+v} - Q_c) s}{\sigma_{es} \cdot j \cdot h}$$

F_{steg} = Eisenquerschnitt im Abstand s , senkrecht zur Achse des Balkens

Q_{g+v} = Querkraft aus äußerer Last und dem Einfluß der Vorspannung

s = Abstand der Stegbewehrung

σ_{es} = Kriechgrenze des schlaffen Stahles

j = Innerer Hebel

$Q_c = 0,05 \cdot \sigma_{28} \cdot b' \cdot s \cdot 0,9 \cdot h$

Die Bewehrung soll

$$F_{\text{steg}} = 0,0025 b' s$$

nicht unterschreiten. Der Abstand der Bügel soll kleiner sein als $3/4$ der Steghöhe.

Verbundkonstruktion

Die meisten Träger werden nach dem Versetzen mit einer Betonplatte miteinander verbunden. Über die zulässigen Schubspannungen in der Fuge werden folgende Angaben gemacht:

Wenn nur die minimale Bewehrung vorhanden ist 6 kg/cm²

Minimale Bewehrung, Oberfläche künstlich aufgeraut 11 kg/cm²

Zusätzlicher Stahl und die Oberfläche künstlich aufgeraut 16 kg/cm²

Die Minimalbewehrung beträgt $\phi 8 a = 35$ cm.

Die weiteren Abschnitte sind ähnlich gehalten wie die deutschen Vorschriften in der DIN 4227. Es wird darin der Spannhohl, das Betonieren, Spannen und Auspressen behandelt.

Dipl.-Ing. G. Koeppel, Chicago.

DK 624.21 : 69.057.1 : 621.873.4

Brückenmontage mit Hilfe zweier 150 t-Derricks

Bei Stamford, einer Stadt etwa 50 km nordöstl. von New York, sind zum Einlegen der Hauptträger einer Straßenbrücke, die eine 6gleisige Eisenbahnstrecke kreuzt, erstmalig Derricks mit 150 t Tragfähigkeit verwendet worden. Der Einsatz solcher schwerer Derricks, die durch die Stahlbaufirma für diese Aufgabe besonders hergestellt waren, ergab sich aus den örtlichen Gegebenheiten der Baustelle. Die Brücke kreuzt die Eisenbahn schiefwinklig, darüber hinaus sind die Hauptträger wegen einer Stütze auf die Brücke reichenden Straßeneinfahrt trompetenförmig angeordnet. Der Kreuzungswinkel des ungünstigsten Hauptträgers ist 26°, so daß sich für diesen längsten Träger bei einer Spannweite von 29,5 m zwischen den Widerlagern eine Stützweite von 67,5 m ergibt. Dieser Träger ist 3,35 m hoch, 1,21 m breit und wiegt 245 t. Ist der Einbau eines solchen Trägers an sich schon eine wohlzuüberlegende Montageaufgabe, so traten noch weitere Erschwernisse hinzu: Die Baustelle war durch Hochspannungsleitungen an beiden Seiten der Bahnanlagen sowie durch die elektrischen Fahrdrähte erheblich beeinträchtigt; für den Einbau über den sehr stark befahrenen Gleisen standen 2 kurze Zugpausen von je etwa 1 1/2 Stunden am frühen Morgen nur am Sonntag zur Verfügung.

Da für irgendwelche Hilfsgerüste kein Platz war, mußte der Hauptträger unter Verwendung von 2 Derricks mit je 150 t Tragfähigkeit eingelegt werden. Der Aufbau dieser Derricks entsprach im Grundsätzlichen normalen Ausführungen, jedoch mit entsprechend schweren Baugliedern sowie Ausrüstungen. Der mittlere der beiden Derricks war 38 m lang; der Winkel zwischen den nach rückwärts verlaufenden Bockbeinen zwischen 5° und 120° einstellbar, also nicht, wie normal, mit 90° fixiert. Das Gerüst lieferte einen Seilzug von 13,6 t; bei 24 m Ausladung lag jeder Derrick eine Höchstlast von 150 t, bei voller Ausladung von 100 t.

Die Hauptträger wurden in der Werkstatt der Stahlbaufirma in 3 Teilstücken hergestellt, mit Tiefladewagen der Eisenbahn zu einem geeigneten Entladeplatz und von dort mit je 2 LKWs gegen Rücken gestellten LKWs zur Baustelle gebracht. Der Platzmangel der Baustelle sowie Einwände der Bahnverwaltung die Montage des Trägers auf ganze Länge in einem

Arbeitsgang verhinderten, wurden unter Hilfe der auf den beiden Widerlagern aufgestellten Derricks zunächst 2 Teilstücke zusammengelenket und in der ersten Zugpause des nächsten Sonntagmorgens rechtwinklig über die Öffnung zwischen den beiden Widerlagern eingelegt. Während der folgenden Woche wurde bei unveränderter Lage das 3. Teilstück angesetzt und der so auf volle Länge ergänzte Träger in der nächsten sonntäglichen Zugpause mittels der beiden Derricks in den vorge-



Abb. 1. Zwei 150 t-Derricks beim Einsetzen eines 245 t-Brückenträgers.

sehenen Kreuzungswinkel von 26°, d.h. also aus der vorübergehend zu den Widerlagern rechtwinkligen Anordnung um 64° eingeschwenkt. Der Vorgang benötigte 45 Minuten, so daß genügend Zeit blieb, noch innerhalb der gleichen Zugpause — wie es die Bahnverwaltung forderte —, bevor die Hubseile der Derricks gelöst wurden, den Träger auf den Widerlagern durch Streben gegen Kippen zu sichern.

Der Einbau des zweiten Hauptträgers, der bei größerem Kreuzungswinkel nur 60 m lang war und 202 t wog, konnte in einem Stück erfolgen, wobei beide Derricks nach entsprechendem Umbau auf der gleichen Seite, d.h. auf einem Widerlager aufgesetzt waren.

[Nach Giant Derricks Place Girder, Construction Methods and Equipment, Okt. 1957, S. 111.]

Dr.-Ing. Hoppe, Bonn.

DK 624.194 : 666.987-462 (492)

Neuartige holländische Tunnelkonstruktion

In Holland wurde eine neue Bauart für Unterwassertunnel entwickelt, bei der vorgefertigte Elemente verwendet werden.

Der Tunnel hat einen kreisförmigen Querschnitt mit einem Durchmesser von 10 m. Er besteht aus einer dünnwandigen Röhre, die mit Bitumen umhüllt ist, und einem äußeren bis zu 1,00 m dicken Stahlbetonmantel.

Die 15 cm dicke Innenröhre wird in Abschnitten von 5 m Länge vorgefertigt. Die einzelnen Elemente werden stehend betoniert, vorgespannt und mit einem Bitumenanstrich versehen. Um die Mitte eines jeden Elementes wird ein Stahlbetonring betoniert, der als Lehre für den Außenbeton dienen und die Elemente vor Transportschäden schützen soll.

Die relativ geringen Abmessungen der Elemente gestatten es, alle Arbeiten bei ihrer Herstellung in geschlossenen Räumen auszuführen. Nach dem Erhärten werden sie gedreht und stumpf gegeneinandergestoßen. Die Fugen werden mit Asphalt ausgefüllt. Anschließend wird die Bewehrung für den äußeren Betonmantel geflochten. Die Längsstäbe werden hierbei durch in die Stahlbetonringe gebohrte Löcher geführt. Dann werden die 5 m langen Abschnitte zwischen den Ringen ausbetoniert (Abb. 1).

Auf diese Weise werden Tunnelstrecken von rd. 80 m Länge hergestellt, die dann eingeschwommen und abgesenkt werden. Vor dem Absenken wird ein Betonballast eingebracht, der durch eine dünne Asphaltschicht von der inneren Röhre getrennt ist und der zur Aufnahme der Verkehrslasten sowie der nach dem Absenken hergestellten Einbauten dient.

Um einen vierspurigen Tunnel zu erhalten, werden zwei einfache Querschnitte gekoppelt. Diese werden an den Enden

durch Schotten abgeschlossen und zur Einbaustelle über einen in den Fluß gebaggerten Graben geschleppt. Das Absenken geschieht mit Hilfe eines Kiesballastes.

Nach dem Absenken wirkt der Wasserdruck auf den äußeren Betonmantel. Nach einer gewissen Zeit wird das Wasser

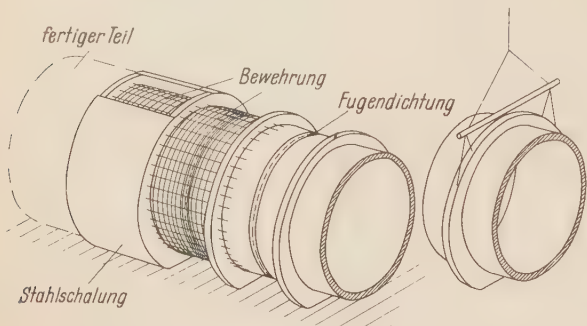


Abb. 1. Herstellung der Tunnelröhre.

diesen durchdringen und die Asphaltdichtung erreichen. Jetzt wirkt der Druck auf die innere Röhre, in der Membranspannungen hervorgerufen werden. Die Schubspannungen sind verhältnismäßig klein, sie werden durch die in zwei Richtungen wirkenden

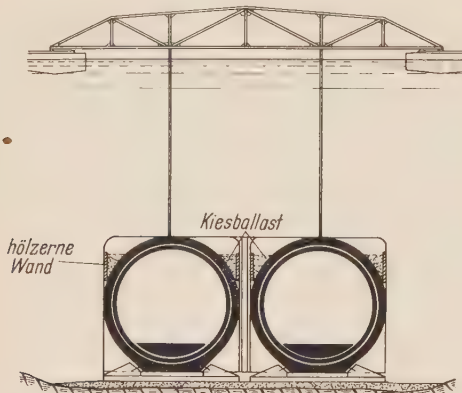


Abb. 2. Abgesenkter Doppelquerschnitt.

Druckspannungen — tangential infolge des Wasserdruckes und in Längsrichtung aus der Vorspannung — kompensiert. Um Randstörungen an den Ringen zu vermeiden, sind diese mit der Röhre durch Dübel verbunden, die nur Tangentialkräfte übertragen und radial eine freie Beweglichkeit gewährleisten.

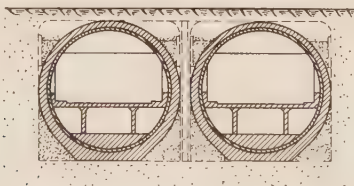


Abb. 3. Fertig eingebauter Tunnel.

Temperaturschäden sind nicht zu befürchten, da sich die einzelnen vorgefertigten Elemente ungehindert ausdehnen können. — [Nach Low Costs Promised With Dutch "Linked Tunnel". Engineering News-Record 160 (1958), Nr. 4, S. 56.]

W. Plagemann, Dresden.

DK 627.343 : 624.157.7.012.45 : 693.55

Eine vorgefertigte Stahlbeton-Anlegebrücke Neue Bauweise für eine schwere Konstruktion

Eine Anlegebrücke aus vorgefertigtem und vorgespanntem Beton ist kürzlich an der Themse fertiggestellt worden. An ihr sollen Kohlschiffe bis zu 14 000 t Wasserverdrängung abgefertigt werden. Diese Schiffe haben vollbeladen einen Tiefgang von 23' (7,01 m) und die Anlegebrücke ist so weit in den Strom hinausgebaut worden, daß am Liegeplatz eine Tiefe von 23' (7,01 m) bei Mitteltideniedrigwasser durch Baggerung hergestellt werden kann. Drei Kräne mit einer Tragkraft von 8 t

und einer maximalen Stundenleistung von 250 bis 300 t reichen aus, um sicherzustellen, daß ein Schiff der Liberty-Klasse, das bei Hochwasser anlegt, genügend schnell in Angriff genommen werden kann, daß sein Tiefgang bis zum ersten Niedrigwasser bis auf 23' (7,01 m) gebracht werden kann. Das bedeutet, daß innerhalb von 8 Stunden etwa 4000 t Kohle gelöscht sein müssen.

Die Kräne wiegen je 230 t und haben eine Ausladung von 94' (28,65 m) und üben in ungünstigster Laststellung mit jedem ihrer drei Räder einer Ecke 50 t Druck auf die Schiene aus. Diese Lastdrücke, die Spurweite des Kranes und auch die Type des Schiffes, die für diese Angelegenheit vorgesehen ist, bestimmen die Konstruktion der neuen Anlage.

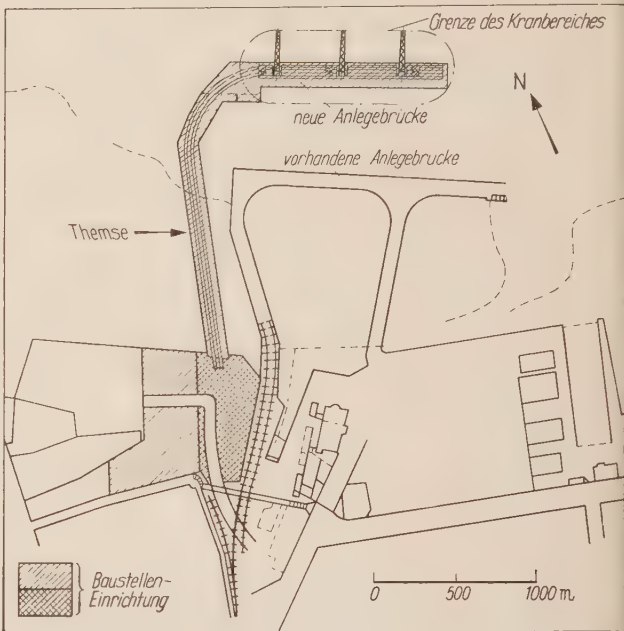


Abb. 1. Lageplan der Anlegebrücke für Kohlschiffe an der Themse.

Die Fahrbahn der Anlegebrücke ist für 25-t-Waggons oder auch für Lastkraftwagen bis zu 30 t Gewicht berechnet. In Rücksicht auf den Lastkraftwagenverkehr sind die Gleise eingepflastert und am Ende der Anlegebrücke ist eine Drehscheibe vorgesehen.

Anordnung und Gründung

Die Anlegebrücke hat einen L-förmigen Grundriß. Die gerade Zugangsbrücke besteht aus 8 Feldern von je 50' (15,24 m). Der Brückenkopf besteht aus 22 Feldern mit je 25' (7,62 m).

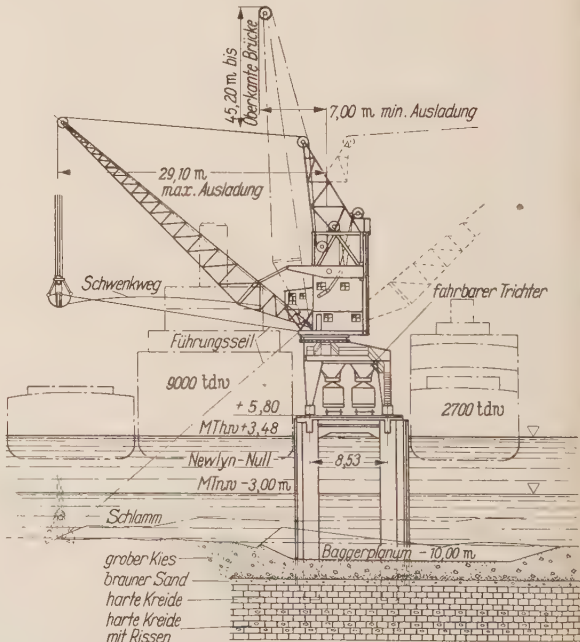


Abb. 2. Querschnitt der Anlegebrücke mit Anordnung der Kräne und der fahrbaren Füllbunker.

Spannweite. Die Breite der Fahrbahn beträgt bei der Zugangsbrücke 34' (10,36 m) und bei der Anlagebrücke 38'3" (11,66 m). Die Anlagebrücke ist auf 72 vorgespannte Betonzyylinder gegründet, deren Länge zwischen 35' und 65' (10,67 bzw. 19,81 m) liegt. Jeder Zylinder ist aus einer Reihe von vorgegossenen, hohen Teilstücken aufgebaut, die einen äußeren Durchmesser von 8' (1,83 m) haben und deren Länge etwa 5' (1,52 m) beträgt. Die Betonwandung ist 6 1/4" (15,9 cm) dick. Die Zylinder wurden vertikal in einer besonderen Baugrube vor einer Kaimauer zusammengesetzt.

Nach dem Zusammensetzen wurden die Einzelteile unter Verwendung des „Lee-McCall-Systems“ mit 16 „Macalloy“-Stangen von 1 1/8" Durchmesser (29 mm), die gleichmäßig auf den Umfang verteilt waren, zusammengespannt. Die Stangen waren durch 2" (51 mm) große Löcher gefädelt, die nach dem Spannen mit Mörtel ausgepreßt wurden.

Um das Absenken zu erleichtern, wurde jeder Zylinder mit einem Stahlgußschuh ausgerüstet, in dem zugleich die Spannseisen verankert waren. Das Gewicht des fertiggestellten 65' (19,81 m) langen Hohlzylinders betrug etwa 40 t. Sie wurden aufrecht schwimmend zu ihrer Position gebracht und dort abgesenkt.

Nach Erreichen der endgültigen Gründungstiefe wurde im Innern der Schlamm durch Taucher entfernt und ein Unterwasserbetonverschluß eingebracht. Dieser wurde dadurch hergestellt, daß etwa 20' (6,09 m) hoch Kies aufgeschüttet wurde, in den von unten her „Colgrout“ (ein Spezialmörtel) eingebracht wurde. Anschließend wurde der Zylinder trockengepumpt und mit Magerbeton aufgefüllt.

Überbau der Anlagebrücke

Zwischenraum und Abstand der Gründungszylinder unter der Zugangsbrücke betragen 25' (7,62 m) bzw. 50' (15,24 m). Sie wurden durch Hauptquerträger verbunden, deren unterer Teil vorgefertigt und vorgespannt war. Die Längsträger waren auch vorgefertigt und vorgespannt und die Gesamtkonstruktion wurde dann durch eine 7" (17,8 cm) starke bewehrte Platte aus Ortobetone vollendet. Die Hauptquerträger wirken zusammen mit den Zylindern als eine Reihe von starren Rahmen. Die Längsträger haben einen T-förmigen Querschnitt mit Vouten an den Enden. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte ragen an ihrer Oberfläche Stahlbügel heraus.

Die vorgefertigten Unterteile der Hauptträger werden dem Wellenschlag bei Hochwasser ausgesetzt sein, deshalb war die hohe Qualität des vorgespannten Betons an dieser Stelle von besonderer Bedeutung. Der Gebrauch der vorgefertigten Unterteile verminderte die Schalungsarbeiten über Wasser erheblich.

und diente zugleich als Versteifung der Zylinder, bis die Längsträger verlegt und die Hauptträger gegossen waren.

Der Brückenkopf ist von gleicher Konstruktion, nur daß hier die Spannweiten 25' (7,62 m) betragen und die beiden äußeren Träger durch größere Kranfahrbahnträger ersetzt sind. Nur wenige der vorgegossenen Einzelteile überschreiten ein Gewicht von 7 t.

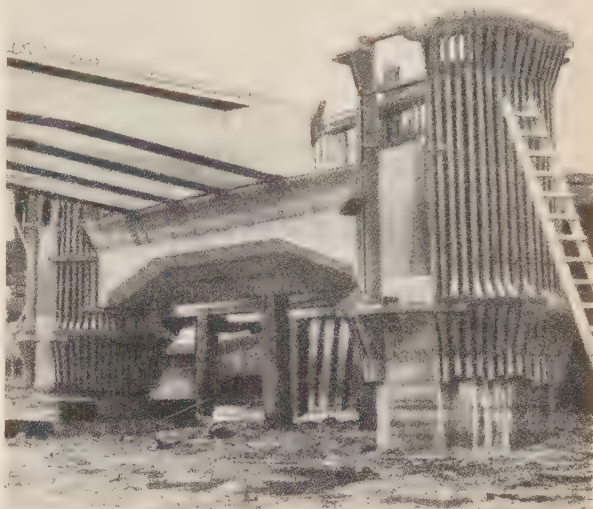


Abb. 3. Zufahrtsbrücke im Bau, rechts und links die beiden Gründungszylinder, in der Mitte der vorgefertigte und vorgespannte Unter- teil des Hauptträgers, links oben die vorgefertigten und vorgespannten Längsträger mit den herausragenden Dübeln zur Aufnahme der Querkräfte.

Zur Fenderung ist auf der Wasserseite eine neue stoßvernichtende Einrichtung eingebaut worden. In den Kalkuntergrund wurden Stahlpfähle gerammt, die sich an ihrem oberen Ende auf zwei bewegliche Gummischeiben von 21" (53 cm) Durchmesser und etwa 6" (15,2 cm) Stärke stützen, die mit Stahlplatten fest verbunden sind. — [Nach Pre-Cast Concrete Jetty, Novel Techniques for Heavy Duty Construction, Engineering 185 (1958) S. 47.]

Baurat H. Paffenholz.

Buchbesprechungen

DK 728.011.27 (023) = 2 = 3 = 4

Peters, P.: Wohnhochhäuser. Punkthäuser — Point blocks — Immeuble tours. (in drei Sprachen). 104 S., Gr. 21 × 26 cm, mit 254 Abb. München: Callwey 1958. Kart. 17,50 DM.

Anhand von zahlreichen sorgfältig ausgewählten und durch Fotos und Schemapläne einleuchtend dargestellten Beispielen, welche die Entwicklung von den ersten „Punkthäusern“ auf den Danviksklippen in Stockholm bis zu den Bauten der „Innerbau 1957“ im Hansaviertel von Berlin umfassen, setzt sich der Verfasser mit den städtebaulichen, ästhetischen, konstruktiven, grundrißtechnischen, wirtschaftlichen und baupolizeilichen Fragen der Wohnhochhäuser auseinander. Der deutsche Text wird durch eine Zusammenfassung in englischer und in französischer Sprache ergänzt. Die Erläuterungen zu den Abbildungen und Plänen sind dreisprachig gegeben.

Der Verfasser beschränkt sich auf die Untersuchung des Wohnhochhauses in der Form des Punkthauses, weil er das scheibenförmige Wohnhochhaus grundsätzlich ablehnt, das nach einer Ansicht — der wohl nicht uneingeschränkt zugestimmt werden kann — vor allem bei der Anwendung in Gruppen selbst bei größeren Abständen das unerwünschte Gegenüber der Wohnungen nicht vermeiden läßt und den Großraum abriegelt. Das Punkthochhaus, das auch bei einer Reihung oder Gruppierung stets die Landschaft und den offenen Raum mitwirken läßt, erfüllt, wenn es als Einzelbauwerk oder in geringer Anzahl innerhalb sonst niedriger Bebauung angewendet wird, im Zusammenwirken mit diesen anderen Bauten nicht nur eine städtebauliche Funktion, sondern schafft auch eine soziologisch richtige Voraussetzung, da wahrscheinlich immer nur

eine geringere Anzahl Menschen in Hochhäusern wohnen wollen als in normalen Häusern.

Richtig erkennt der Verfasser, daß das Wohnhochhaus eine Spezialwohnform darstellt, die immer die Ausnahme bleiben sollte, für einen Personenkreis, der Wert darauf legt, in dieser Form zu wohnen, und der auch bereit ist, die unvermeidlichen Mehrkosten, die sich im Hochhaus je Wohnung ergeben, falls nicht besondere Finanzierungsmethoden vorliegen, zu tragen. Die Vorzüge des Wohnens im Hochhaus — sparsame Erschließungskosten, vorteilhafte Auswirkung des kleinen Grundrisses auf Fundierungskosten, bequeme Wirtschaftsführung vor allem für Alleinstehende und für ältere Menschen, Freiheit des Ausblicks in Sonne und Luft — werden überzeugend dargelegt. Der Einwand, es ergebe sich durch das Wohnhochhaus eine neue Ballung, wird mit dem Hinweis auf die Hochhausbestimmungen entkräftet, nach denen die vorgesehene bauliche Nutzung eines Gebietes durch ein Hochhaus nicht überschritten werden darf. Die deutschen Bestimmungen sind dem Buche beigegeben.

Wiederholt verweist der Verfasser auf schwedische Beispiele, bei denen die Situierung der Punkthochhäuser, begünstigt durch die Eigenart der Schärenlandschaft, zu besonders reizvollen und z. T. neuartigen Lösungen geführt hat. Doch werden zahlreiche ausgeführte Bauten und Entwürfe auch aus Deutschland, England, Italien, Holland, Frankreich, der Schweiz, Österreich, Dänemark, Finnland, Belgien und den USA behandelt.

Eingehend setzt sich der Verfasser mit den verschiedenen Typen des Grundrisses auseinander, wofür die Frage der Treppenhäuser naturgemäß von besonderer Bedeutung ist. Mit dem Hinweis, daß in Schweden, wo immer noch ein einziges, innen-

liegendes Treppenhaus gestattet ist, bisher kein Fall bekannt geworden sei, bei dem bei einem Brand Menschen zu Schaden gekommen sind, kritisiert der Verfasser die Forderung nach zwei gegenseitig abtrennbaren Treppenhäusern mit dem Zugang nach außen in jedem Geschloß, die in verschiedenen Ländern besteht und eine wirtschaftliche Lösung allzusehr erschwert. Das in Deutschland zugelassene Sicherheitstreppehaus — anstelle von zwei Treppenhäusern — bezeichnet er als eine vernünftige Kompromißlösung, die günstige Grundrißlösungen ermöglicht, wie die Punkthäuser des Hansaviertels in Berlin bewiesen haben.

Bei der Behandlung der verschiedenen Konstruktionsarten kommt der Verfasser zu dem Ergebnis, daß sich aus wirtschaftlichen Gründen eine Abkehr vom Skelettbau zugunsten der monolithischen Bauweise (Schüttbeton, Mantelbeton) vollzieht.

In dem Streit um das Für und Wider des Wohnhochhauses bildet das gründliche Buch einen sachlich gut fundierten Beitrag, indem es an die Stelle gefühlsmäßigen Urteils kritische Erkenntnisse setzt. H. Stephan, Berlin.

DK 69.002.5 : 621.86/.87 : 624.1.002.5 (022)

Garbotz, Prof. Dr. G.: Baumaschinen und Baubetrieb. Band 2. 2., völlig neubearbeitete Auflage, XII, 507 S., 14,8 × 21 cm, mit 560 Abb. und Tabellen. München: Carl Hanser 1958. 58,— DM.

Nach dem im Jahre 1957 publizierten und aus der Feder von Prof. Garbotz stammenden ersten Band von „Baumaschinen und Baubetrieb“ ist nunmehr vom gleichen Verfasser und im gleichen Verlag der von der Praxis lang erwartete zweite Band erschienen. Während neben den allgemein gültigen Einführungen über Mensch, Maschine und Kapital im Baubetrieb, Arbeitsvorbereitung und Normung, Mechanisierung und gerechte Entlohnung, deren Wichtigkeit unbestritten ist, im ersten Band nur die Geräte für Erd- und Felsbewegungen behandelt sind, bringt nunmehr der zweite Band die Geräte für Aufbereitung, Transport, Verarbeitung und Lagerung der Baustoffe im Ingenieur-Hoch- und Straßenbau, die Geräte für den Tunnel- und Stollenbau und die Geräte für den Grundbau in übersichtlicher Zusammenstellung. Damit dürfte, von ganz wenigen Sondergeräten für relativ selten vorkommende Spezialarbeiten abgesehen, nunmehr der gesamte Geräteumfang des normalen Baubetriebes erfaßt sein. Damit ist das vorliegende Werk zu einem umfangreichen und erschöpfenden Nachschlagewerk des Baugerätewesens geworden.

Grundsätzlich sind für alle Baugeräte die wichtigsten und modernsten Typen aufgeführt, Geräte veralteter Bauart, die aber noch häufiger bei deutschen Baufirmen angetroffen werden, jedoch nur vereinzelt. Dieser Nachteil ist jedoch nicht bedeutend, da jede gut geführte Firma über die Leistungsfähigkeit ihres Gerätes am besten orientiert ist, die aber außerdem noch vom Instandhaltungszustand des Gerätes sehr stark abhängig sein kann. Ihre Aufführung hätte sicher den Umfang des Buches nicht unerheblich erweitert oder zur Weglassung anderer Geräte führen müssen, was zweifellos ein schwerwiegender Nachteil gewesen wäre. So ist dieses Buch vielmehr zu einem Führer durch das moderne Baugerätewesen geworden, um so mehr als der Verfasser es auch nicht unterlassen hat, das in Deutschland verwendete ausländische Gerät, vor allem amerikanischer Herkunft, mit zu berücksichtigen, zumindest in seinen gebräuchlichsten Typen.

Für jedes Gerät sind tabellarisch übersichtlich zusammengestellt die Erzeugnisse verschiedener Lieferanten mit ihrer Typenbezeichnung, ihren Abmessungen, Gewichten und sonstigen Kennwerten. Fast allgemein werden auch Richtwerte über die Gerätepreise angegeben, meist als Durchschnittssätze über das Gewicht. Im Text wird ausführlich auf das Anwendungsgebiet der einzelnen Geräte, auf die Ermittlung der notwendigen Kapazität aus der zu erbringenden Bauleistung und auf den Betriebsstoffverbrauch eingegangen. Zahlreiche gutgelungene Abbildungen, sorgfältig ausgewählte Zeichnungen und Diagramme unterstützen neben den Tabellen das Verständnis. Die angegebenen Leistungswerte dürften praktisch ermittelte Werte sein und von den Leistungsangaben der Lieferanten teilweise recht bedeutend abweichen, da die letzteren fast durchweg in den Laboratorien der Hersteller unter besten Bedingungen, oft aber auch nur aus theoretischen Erwägungen ermittelt sind, die auf einer Baustelle niemals zutreffen. Wichtig erscheint ferner, daß bei den einzelnen Maschinen auf die Unfallverhütungsvorschriften hingewiesen wird.

Das vorliegende Buch wird sich daher ebenso wie der erste Teil einer großen Beliebtheit bei dem in der Praxis tätigen Ingenieur erfreuen, besonders dort, wo er mit der Planung von

Baustelleneinrichtungen befaßt ist, weil es ihm hilft, sich rasch einen Überblick über das notwendige Gerät und seine Kosten zu verschaffen. Ferner sollte es zum Rüstzeug des bauausführenden Ingenieurs gehören, der die Leistungsfähigkeit seiner Geräte kennen muß, um sie richtig einsetzen zu können und dem es eine wertvolle Unterstützung gibt für die Auswahl aus eventuell verfügbaren Geräten oder notwendigen Ergänzungen. Ferner wird der Studierende und der junge Ingenieur mit Vorliebe zu diesem Werk greifen, da es ihm eine Einführung in ein wichtiges Spezialgebiet zwischen dem Maschinenbau und dem Bauwesen gibt, das auf den Lehrplänen der Hochschulen als solches naturgemäß nur unvollkommen behandelt werden kann.

Dem Verfasser ist für die mühevollen Arbeit der Zusammenfassung der Einzelheiten, der Angabe der Leistungswerte und des Betriebsstoffverbrauches für das umfangreiche Sachgebiet zu danken, dem Verlag für die musterhafte Ausstattung des Buches in gut leserlichem Druck auf gutem Papier und mit klaren Abbildungen Anerkennung zu zollen.

W. Jurecka, Essen.

DK 72.026.1 : 744 (023)

Döllgast, H.: Häuser-Zeichnen. 112 S., Gr. 20 × 28 cm, mit 284 Abb., Ravensburg: Otto Maier 1957, Halbl. 18,— DM.

Hans Döllgast wendet sich mit seinem Buch „Häuser-Zeichnen“ an alle, die bauen, nicht nur an die jungen Architekten, bei denen diese Kunst zur Zeit an innerer Nahrung und auch an äußerem Anreiz verloren hat. In den mit verführerisch liebenswürdiger Pädagogik besprochenen Beispielen erscheint das Zeichnen leicht, so leicht fast wie die Schrift. Aber wie die Schriften und Schrift zwar erlernbar sind, so gehört doch das Zeichnen dazu, das den Arzt vom Mediziner und den Musikanten vom Musiker unterscheidet. Indes wenn auch die Meister nicht ganz erreicht werden sollten, so sind doch die Beschäftigten mit dem Gesehenen und das Bemühende Sich-Vertiefen als ein Wert erfaßt und vermittelt, der immer über alles Fotografieren hinausgeht. Was von des Verfassers eigener und von vielen anderen Federn und Pinseln gezeichnet wurde, zeigt eines gewiß: die Hingebung, mit der Landschaft, Bauwerke, Mensch und Dinge aufgenommen, und wiederum darin die Liebe, mit der die Dinge zuvor geschaffen und die Häuser gebaut wurden.

In der Anregung zur Nachdenklichkeit und zum Mut liegt der Sinn des hübschen Buches:

K. W. Ochs, Berlin.

DK 693.625.004.64 + 698.1.004.64 (022)

Lade, K., und A. Winkler: Ursachen der Putz- und Anstrichschäden. XVI u. 272 S., Gr. 23,5 × 30,5 cm, mit 381 Abb. u. 308 Beispielen. Geislingen (Steige): Verlag Carl Maurer 1956. Gzln. 68,— DM.

Putze und Anstriche können durch Risse, Ablösungen, Fleckenbildung und Ausblühungen unbrauchbar werden. Die Ursachen dieser Schäden sind jedoch so mannigfaltig, daß 357 Beispiele mit aufschlußreichen Lichtbildern dem Leser zur Erläuterung der Feinheiten in den Erscheinungsformen notwendig wurden, welche die eigentlichen Ursachen des Schadens festzustellen gestatten.

Das Problem der Putzhaftung trotz bekanntlich bisher weitgehend der theoretischen Erfassung, weil die Größe und die Verteilung der Haftspannungen unter anderem sehr vom Schwinden und Kriechen abhängen. Beides sind Einflußgrößen, die von den unvermeidbaren Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen im Bauwerk wesentlich beeinflusst werden. Darüber hinaus ist auch der Schadensfall nach Auftreten des ersten Risses noch lange nicht im vollen Umfang eingetreten. Die Spannungsverhältnisse haben sich durch diesen aber weitgehend — rechnerisch gänzlich unerfaßbar — verändert. Der Schaden kann so zum Stillstand kommen oder aber, durch ungünstiger gewordenen Spannungsverteilung, in erhöhtem Maß an Umfang zunehmen. Das vorliegende Werk schließt nun diese Erkenntnislücke in vorbildlicher Weise durch Zusammentragen von praktisch aufgetretenen Schadensformen, ergänzt durch kritische Beurteilungen, und stellt eine wertvolle Hilfe nicht nur für den Baupraktiker, sondern auch für den Werkstoffprüfer und -forscher dar.

Am Schluß sind die wichtigsten Erfahrungen aus der Praxis für gute Putzherstellung und die zugehörigen Vorschriften (VOB und DIN) — mit erläuternden Erklärungen versehen — kurz zusammengefaßt.

F. Pilny, Berlin.

DK 656.1 : 711.4 (022)

Korte, Prof. J. W., unter Mitarbeit von Dr.-Ing. P. Mäcke und Dipl.-Ing. R. Lapierre: **Grundlagen der Straßenverkehrsplanung in Stadt und Land.** XII und 531 S., Gr. 16,5 × 24,5 cm, mit 279 Abb. Wiesbaden-Berlin: Bauverlag 1958. Geb. 29,50 DM.

Durch die steigende Motorisierung hat sich die Straßenverkehrstechnik in den letzten Jahren so sprunghaft entwickelt, daß in Deutschland bisher keine Buchveröffentlichung zur Verfügung steht, die die Grundlagen dieses neuen Arbeitsgebietes zusammen behandelt. Zum ersten Male wird mit der vorliegenden Arbeit ein Überblick über den derzeitigen Stand der Straßenverkehrstechnik ermittelt. Hierin liegt ein entscheidendes Verdienst dieser Veröffentlichung.

Alle Straßenplanungen sind nach den Gesichtspunkten der Sicherheit, der Leistungsfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit zu beurteilen. Für die Überprüfung der Sicherheit, d. h. für die zu erwartende Unfallhäufigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrlichen Inanspruchnahme eines Straßenabschnittes, haben wir leider noch keine ausreichenden Unterlagen für die zahlenmäßige Bewertung. Diese Tatsache wird gerade beim Studium der vorliegenden Arbeit deutlich, wenn man die uns heute zur Verfügung stehenden Elemente betrachtet. Günstiger liegen die Verhältnisse für die Beurteilung der Leistungsfähigkeit, die für die Dimensionierung der Straßenanlage ein maßgebender Faktor ist. Dabei besteht heute noch die Schwierigkeit, daß die Grundlagen, mit denen wir z. Z. arbeiten, häufig amerikanischen Ursprungs sind. So fußt auch ein großer Teil der Angaben der vorliegenden Arbeit auf amerikanischen Quellen.

Aus der jüngsten Zeit liegen zu diesem Thema einige bemerkenswerte deutsche Veröffentlichungen vor, die die Leistungsfähigkeit im individuellen Straßenverkehr theoretisch-mathematisch erfassen. Es seien hier u. a. die Arbeiten von Grabe, Leutzbach und Pampel genannt, deren Ergebnisse auch in dem vorliegenden Buch dargelegt werden. Wahrscheinlich ist hier für die Praxis der Weg gewiesen, wie wir zukünftig Leistungsahlen und Zeitverluste im Straßenverkehr exakt erfassen können.

Die Leistungsfähigkeit der Knotenpunkte bestimmt die Leistungsfähigkeit eines ganzen Straßennetzes. Es ist daher verständlich, wenn der Ausbildung dieser Punkte ein so breiter Raum gewidmet ist. Für die geometrische Bemessung der Kreuzungen und Einmündungen spielt hierbei auch das fahrdynamische Verhalten des Kraftwagens bei Eck- und Wende-fahrten eine wichtige Rolle.

Die Methoden zur Ermittlung des gegenwärtigen Verlaufs und die Bestimmung von Stärke und Richtung der zukünftigen Ströme des Verkehrs werden entsprechend der Bedeutung dieser Aufgabe dargelegt.

In einem Sonderbeitrag von Dr. von Stein werden Neuerungen der Signalregelung im Stadtverkehr besprochen. Schließlich vermittelt Dr.-Ing. Lehner in einem längeren Abschnitt einen ausgezeichneten Überblick über die Wechselbeziehungen, die zwischen dem städtischen Verkehrsraum und der Entwicklung des öffentlichen Nahverkehrs bestehen.

B. Wehner, Berlin.

DK 624 : 69 „312“ (022)

Ingenieurbauten unserer Zeit. Eine Leistungsschau der deutschen Bauindustrie. Herausgegeben vom Hauptverband der Deutschen Bauindustrie. 248 S., Gr. 23 × 30 cm, davon 200 S. Bilder und Text, 48 S. Organisations- und Adressenteil. Wiesbaden/Berlin: Bauverlag GmbH. 1958. Kart. 27,50 DM.

Mit diesem Buch gibt der Hauptverband der Deutschen Bauindustrie anlässlich seines 10jährigen Bestehens einen Überblick über die Leistungen der deutschen Bauindustrie in den letzten 10 Jahren. Ausgewählte Fotos zeigen fertige und im Aufbau befindliche Objekte der verschiedensten Anwendungsgebiete, die Bauwerke für die Energieerzeugung, die Industrie, Brücken, Straßen, Schienenwege, Wasserstraßen, Flughäfen und Bauten für alle. In vollendeter Form fügten sich die großen Bauwerke in ihre Umgebung ein.

Aber nicht nur der hohe Stand der Technik wird in anschaulicher Weise gezeigt, sondern zwischen den Bildfolgen werden in wenigen Worten auch die wichtigsten wirtschaftlichen Probleme der Bauindustrie erörtert. Nach einem wirtschaftlichen Überblick zeigt eine Bilanz des letzten Jahrzehnts, auf welche beachtlichen Leistungen die deutsche Bauindustrie zurückblicken kann. Auch das Problem der Nachwuchsausbildung, die Sozial-

politik und die täglichen Sorgen des Bauunternehmers kommen zu Worte.

Ein Buch, das nicht nur jeder Bauingenieur, sondern auch alle Bauherren und Architekten gelesen haben sollten.

B. Neunert, Berlin.

DK 519.2 (023)

Graf †, Prof. Dr.-Ing. habil U., und Dr. phil. H.-J. Henning: **Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik.** Berichtigter Neudruck. VII u. 104 S., Gr. 16 × 23,7 cm, mit 9 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1958. Gzln. 12,60 DM.

In dem vorliegenden Neudruck *, der nunmehr in gebundener Form erscheint, wurde eine Reihe kleinerer Fehler berichtigt. Ferner wurden die Nomogramme E und F der χ^2 - und χ^2 -Faktoren durch genauere ersetzt. Zu begrüßen ist das wesentlich erweiterte Literaturverzeichnis.

Für den statistisch arbeitenden Ingenieur wie für den Studierenden dürfte das Buch eine wertvolle Hilfe sein, zumal der Gebrauch der Formeln, Tabellen und Nomogramme an Hand von 20 Beispielen erläutert wird. Dem Leser, der an einer genaueren Begründung der angegebenen Formeln interessiert ist, sei aus den Arbeiten des Literaturverzeichnisses besonders der Leitfaden „Statistische Methoden bei der textilen Untersuchung“ der Verf. empfohlen.

G. Bruhn, Berlin.

DK 624.21 (43-2.36) (023)

Nordbrücke Düsseldorf. Herausgegeben von der Landeshauptstadt Düsseldorf. 190 S., Gr. 21 × 29,7 cm, mit 208 Abb. und 1 Tafel. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1958. Gzln. 28,— DM.

Die Gefplogenheit, nach Abschluß von Großbauvorhaben in Sonderschriften darüber zu berichten, wurde mit der Herausgabe des vorliegenden Bandes über die Nordbrücke Düsseldorf fortgesetzt.

Nicht nur für die am Bau Beteiligten, sondern auch für alle Außenstehenden vermittelt dieses Buch wertvolle Erkenntnisse. Besonders hervorzuheben sind die vielen künstlerischen Fotos, welche auch demjenigen, der die Brücke noch nicht gesehen hat, einen ausgezeichneten Eindruck von diesem Brückenbau geben.

Da diese Brücke die erste Rheinbrücke ist, welche nach dem Kriege an einer neuen Baustelle ohne Vorgängerin erbaut wurde, sind im vorliegenden Buch auch die Fragen der Standortwahl eingehend beschrieben. So findet auch der Städtebauer und Verkehrsplaner wertvolle Hinweise in den akademisch erörterten Fragen des innerstädtischen Verkehrs.

Daß bei einem solchen Großbrückenbau die namhaftesten Fachleute zu Worte kommen, ist selbstverständlich; es sollen nur die Namen der Professoren Tamms, Schaechterle und Leonhardt genannt werden.

Die drei modernsten Bauweisen, Schrägseilbrücke, Verbundbrücke und vorgespannter Hohlkasten in Beton, sind bei dieser Brücke zur Anwendung gebracht worden, so daß in dem Buche wertvolle Angaben über die in der Praxis auftretenden Probleme dieser Bauweisen enthalten sind.

Eine Fülle interessanter Details, die jeden Bauingenieur interessieren, sind eingehend behandelt. Es sei nur auf die Abnahmebedingungen für Brückenseile hingewiesen, welche als Grundlage für andere Bauwerke oder gar einer Normung dienen können. Auch die Frage der Vermessung einer derartigen Großbaustelle verdient hervorgehoben zu werden, ebenso wie die eingehende Schilderung der Montage, wobei auch ein eingetretener Unfall nicht verheimlicht wird.

Den Abschluß bilden ausführliche und im Detail aufgegliederte Angaben über Gewichte, Kosten und Zeitbedarf. Jeder am technischen Fortschritt interessierte Ingenieur wird dieses Buch mit Genuß lesen und bereichert an Erfahrung aus der Hand legen.

Der Vollständigkeit halber seien nur zwei kleine Schönheitsfehler vermerkt: Das auf Seite 22 genannte Buch von Chr. Mehrtens heißt „Eisenbrückenbau“ und auf Seite 80 ist in Tabelle 2 der Ausdruck „Fliebsicherheit“ nicht am Platze.

F. Cichocki, Graz.

DK 624.131.524 : 624.154.3 : 728 (023)

Gründungen im Wohnungsbau. Untersuchungen und Versuche. Forschungsberichte des Bundesministers für Wohnungsbau, Heft 11. 35 S., 21 × 29,7 cm, mit 45 Abb.

* Vgl. Der Bauingenieur 28 (1953) S. 339.

und 5 Tafeln. Berlin 1958: Vertrieb durch Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Geh. 11,60 DM.

Die Veröffentlichung enthält als erstes einen Bericht über die Tragfähigkeit von dünnen Stahlbetonpfählen, der sich mit einer Versuchsreihe befaßt, die in den Jahren 1953 bis 1955 von den Herren H. Petermann und E. Lackner, Bremen, und W. Schenck, Hamburg, ausgeführt worden ist. Zweck dieser Versuche war, festzustellen, welche Belastung man Stahlbetonrammpfähle 20×20 und 25×25 cm zumuten konnte, die gerade im Wohnungsbau häufig Verwendung finden, da die dort anfallenden Lasten nicht groß genug sind, um Pfähle von größerem Querschnitt unbedingt erforderlich zu machen. Vergleichsweise wurden auch noch einige Versuche mit einfach geschütteten Bohrpfählen von 28 cm Durchmesser und einigen Stahlrammpfählen ausgeführt. Dadurch sollte die Grundlagenforschung weiter vorangetrieben werden, damit für diese Pfahlarten später die DIN 1054 ergänzt werden kann. Die Ergebnisse lassen sich dahin wiedergeben, daß eine klare Abhängigkeit der Tragfähigkeit der Pfähle von der Einbindelänge in den Sand, der sich unter einer bindigen Schicht befindet, erkennbar geworden ist. Außerdem läßt sich an Hand der Versuchsergebnisse eine Auskunft darüber erteilen, welche Eindringung in der letzten Hitze beim Rammen vorgeschrieben werden muß, damit die festgestellten Tragfähigkeiten wirklich gewährleistet sind. Die Untersuchung ist sehr sorgfältig durchgeführt und enthält besonders in den Anlagen eine Fülle von Zahlenmaterial über die Einzelergebnisse, während sich der Bericht darauf beschränkt, diejenigen allgemeinen Erkenntnisse in übersichtlicher Form zusammenzufassen, welche für die Baupraxis von besonderer Bedeutung sind.

Ein zweiter Beitrag befaßt sich mit der Tragfähigkeit des Baugrundes unter Hausfundamenten (H. U. Smolczyk, Berlin). Er gibt die Ergebnisse von Untersuchungen an der Technischen Universität Berlin aus den Jahren 1952 bis 1955 wie-

der, die in erster Linie den Zweck hatten, die Verwendbarkeit von Druckmeßdosen für die Feststellung der Spannungen, die im Baugrunde unter einem Hausfundament auftreten können, kritisch zu überprüfen. Es handelt sich im wesentlichen um zwei Versuche, aus denen sehr weitgehende Folgerungen über die störenden Einflüsse gezogen werden, die bei der Verwendung von Meßdosen innerhalb des Baugrundes auftreten. Die hierbei angeschnittenen Fragen sind sehr verwickelt und setzen bestimmte Kenntnisse der Festigkeitslehre beim Leser voraus. Die Untersuchung ist als Entwicklung einer Arbeitshypothese anzusehen, die als Grundlage für weitere Arbeiten dienen soll. deren Durchführung beabsichtigt ist.

Das Heft enthält somit vieles, was sowohl für den Praktiker als auch für den Theoretiker von Interesse ist, und kann daher allen Fachkollegen wärmstens empfohlen werden.

Edgar Schultze, Aachen.

Neuerscheinungen

Geiger, Prof. Dr.-Ing. Fr.: **Aufgabensammlung aus dem Gebiet der Statik. Lösungen**, Band 1. XII u. 310 S., Gr. $14,8 \times 21$ cm, mit 315 Abb. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH. 1958. Brosch. 43,— DM, Gzln. 46,— DM.

Idorn, G. M.: **Concrete on the West Coast of Jutland**, Part. II, Progress Report, Serie B, Nr. 2. (Photomech. Schreibmaschinendruck, englisch.) Herausgeg. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete. 54 S., Gr. DIN A 4 mit 27 Buchdruckillustrationen. Kopenhagen 1958. Brosch. 12,— DKr.

Meyer, E. V.: **The Alkali Content of Danish Cements. — A New Danish Alkali-Resistant Cement. — J. Andersen u. L. Ditlevsen: Methods for the Determination of Alkalies in Aggregate and Concrete**. Progress Report, Serie F, Nr. 1, 2, 3. (Photomech. Schreibmaschinendruck, englisch.) Herausgeg. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete. 21 S., Gr. DIN A 4. Kopenhagen 1958. Brosch. 12,— DKr.

Verschiedenes

Prof. Dr. Lardy †

Prof. Dr. Pierre Lardy, seit vielen Jahren Generalsekretär der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau, Dr. sc. math., Ordinarius für Baustatik, Hoch- und Brückenbau in Stein, Beton und Eisenbeton an der T.H. Zürich, geb. am 24. September 1903, ist am 29. Oktober plötzlich und unerwartet gestorben.

„Plastische Statik und Biegung doppelt gekrümmter Schalen“, Hauptthemen des Kongresses der American Society of Civil Engineers (ASCE) und der International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)

Vom 13. bis 17. Oktober dieses Jahres beschrieben in New York City konstruktive Ingenieure Europas und der Vereinigten Staaten von Amerika die neuesten Entwicklungen des Ingenieurbauwes ihrer Länder. Aus der Fülle der behandelten Themen schälten sich die beiden Gebiete „Plastische Statik“ und „Biegung doppelt gekrümmter Schalen“ als besonders bedeutend heraus.

1. Plastische Berechnungsmethoden für Stahl- und Betonkonstruktionen sind in den letzten Jahren vorwiegend in England und den USA entwickelt und in einer bedeutenden Anzahl ausgeführter Gebäude angewendet worden. Die Gründe für diese Entwicklung plastischer Berechnungsmethoden und Vorteile gegenüber den elastischen Methoden sind zu suchen in der meist weitgehenden Vereinfachung der Berechnung, in der erhöhten Genauigkeit der Bestimmung der maximalen Tragkraft von Konstruktionssystemen und in einer ausschlaggebenden Wirtschaftlichkeit durch Nutzung der Tragreserven des Materials über der Elastizitätsgrenze. Ferner läßt sich nur durch plastische Berechnungsmethoden die Kapazität für eine mögliche Energieaufnahme oder Verformungen von Konstruktionen bei extremen Lasteinwirkungen, z. B. Erdbeben und Explosionen, bestimmen. Bei den plastischen Berechnungsmethoden von Trägern oder Rahmen wird die Ausbildung plastischer Gelenke für die Grenzlaster zugelassen. Die Höchstzahl der plastischen Gelenke in einem System ist durch die Ausbildung der plastischen Gelenkkette bestimmt. Lokalisierung eines plastischen Gelenkes ist durch örtliche Schwächung eines Stahlquerschnittes oder Verminderung der Bewehrung in einem Betonquerschnitt möglich, andernfalls muß die im System angenommene Lage der plastischen Gelenke durch die Berechnung bestätigt werden. Das plastische Gelenk trägt konstant das vollplastische Tragemoment des entsprechenden Querschnittes. Überschreitungen der zulässigen Gelenkdrehung und

damit Bruch des Materials, bei räumlichen Spannungszuständen Beachtung der erlaubten Deformationsarbeit in dem Gelenk und u. U. Einhaltung der Durchbiegungsbeschränkungen für Gebrauchslasten (Grenzlaster geteilt durch Sicherheitsfaktor) sind weitere Kriterien der Berechnung. Durch Vorträge während des Kongresses und Veröffentlichungen leisteten Beiträge zu diesem Thema:

J. F. Baker, Cambridge Univ. England,
L. S. Beedle, Lehigh Univ. Bethlehem, Pa. USA,
D. C. Drucker, Brown Univ. Providence, R. I. USA,
J. F. Baker, Cambridge Univ. England,
N. M. Newmark, Univ. Illinois, Urbana, USA.

2. Das zweite Thema „Biegung oder Biegetheorie von doppelt gekrümmten Schalen“ steht wegen der besonders in Amerika sehr zahlreichen Anwendung von doppelt gekrümmten Schalen mit verschiedenster Formgebung und der mangels geeigneter Berechnungsmethoden bestehenden Unsicherheiten im Mittelpunkt des Interesses und der Forschungsarbeit dieses Landes. In den das Thema berührenden Vorträgen wurde die näherungsweise Berechnung der Störungsmomente an den Rändern obengenannter Schalen zur Erfüllung der geometrischen Bedingungen aufgezeigt. Im Störungsbereich werden näherungsweise die Gleichungen der Biegetheorie eines Kreiszylinders mit entsprechendem Radius im Falle eines elliptischen Paraboloids oder die ebene Plattengleichung im Falle eines flachen hyperbolischen Paraboloids (unterstützt an geraden Erzeugenden) verwendet, das zu einer dem Träger auf elastischer Unterlage analogen Differentialgleichung vierter Ordnung führt. Die Lösungsfunktion ermöglicht die näherungsweise Bestimmung der Größe und des Verlaufes der Störungslasten. Weiter wurde von Modellversuchen berichtet, die die Beeinflussung der resultierenden Schnittlasten durch Vorspannen von Schalen und Platten untersucht mit dem Ziel, einerseits u. U. Anteile der gesamten Belastung auszuspannen und andererseits Nebenspannungen aus Störungsmomenten zu überdrücken. Für die Ausbildung von fast unsichtbaren Bogenbändern bei Tonnenschalen an Stelle der Endversteifungen wurden ebenfalls Näherungsberechnungen aufgestellt.

Die Vortragenden zu diesem Thema waren:

A. M. Haas, Techn. Institut, Delft, Niederlande,
H. H. Bleich, Columbia Univ. New York, USA,
M. G. Savadori, Columbia Univ. New York, USA,
T. Y. Lin, Univ. California, Berkeley, USA,
A. Tedesco, Roberts & Schaefer Co., New York USA.

3. Weitere Vorträge behandelten und zeigten die Berechnung und Ausbildung von Staudämmen als Schalenkonstruktion.

n¹, von Betonfaltwerken mit teils beträchtlichen Spannungen für die Eindeckung von Flugzeughallen², und in vorgefertigten und vorgespannten Wand-, Träger- und Elementen³. Ein schwedischer Bericht beschrieb die wirtschaftliche, meist behelfsmäßige Verwendung von Hängelücken mit stark reduziertem Versteifungsträger, die bei und mittels großer elastischer Verformungen schwerste Einzellasten tragen⁴. Theoretische Abhandlungen und Versuchsberichte betreffend Materialermüdung⁵ und deren Gütesteigerung⁶, Platisches Knicken von Stäben mit Eigenspannungen⁷ und besonders Torsionsknicken⁸ vervollständigten das Programm.

H. Bandel, New York

Zuschrift

Dem Beitrag **Zimirski: Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste**, Der Bauingenieur 33 (1958), Heft 4.

Der Verfasser schreibt in der Einleitung u. a.:

„Derartige Pfahlroste sind in der Regel mehrfach statisch unbestimmt und werden am zweckmäßigsten nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen berechnet, d. h. es wird die Verschiebungsarbeit der äußeren Belastung der inneren Formänderungsarbeit gleichgesetzt.“

Diese Formulierung stellt jedoch nicht das Prinzip der virtuellen Verschiebungen dar.

Der Verfasser schreibt dann auf Seite 152 weiter:

„Die beiden Anwendungsbeispiele zeigen deutlich die Überlegenheit des hier entwickelten neuen Verfahrens gegenüber den bisherigen Methoden. Der Rechnungsgang ist einfach und übersichtlich.“

Diese Äußerungen müssen kritisiert werden.

Das von dem Verfasser in seiner Veröffentlichung teils zeichnerisch und teils rechnerisch gelöste Problem ist bereits von dem Unterzeichner in „Bautechnik“ 1955, Heft 11, analytisch und vollständig gelöst worden. Von den Statikern werden allgemein analytische Methoden bevorzugt, weil zeich-

G. Oberti, Turin;
A. L. Parme, Chicago.
C. S. Whitney, New York.
F. S. Snow, London.
G. Wastlund, Stockholm.

⁵ F. Stüssi, Zürich.
⁶ A. Rüsch, München.
⁷ B. Thurlimann, Bethlehem.
⁸ C. E. L. Massonnet, Belgien.

nerische Verfahren in der Regel unbequemer und naturgemäß ungenauer sind. Daher wurden die zeichnerischen Verfahren in den letzten Jahrzehnten fast vollständig durch analytische Methoden verdrängt. Eine graphische Methode ist also im Sinn moderner Statik nicht als überlegener zu betrachten. Es kann jedoch auch der vermittelnde Standpunkt vertreten werden, daß eine zeichnerische Methode mit einer analytischen Methode in bezug auf Zeitaufwand, Anschaulichkeit, Überlegenheit und Einfachheit nicht vergleichbar ist, da die Wahl der einen oder der anderen Methode von der persönlichen Einstellung des Statikers abhängt.

H. Minnich, Hamburg.

Erwiderung

Bezugnehmend auf die Zuschrift des Herrn Minnich gebe ich diesem insofern recht, als die von mir verwendete Formulierung nicht das Prinzip der virtuellen Verrückung darstellt, sondern auf dem Energiesatz beruht, der sich freilich auch mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückung herleiten läßt.

Was die übrigen Einwände betrifft, so möchte ich hierzu bemerken, daß jeder Verfasser berechtigt ist, seine Methode für einen Fortschritt zu halten, denn eine Veröffentlichung wäre zwecklos, wenn sie keine neuen Gesichtspunkte bringt, sondern nur Bekanntes in veränderter Form wiederholt. Daß die Genauigkeit des neuen Verfahrens praktisch nahezu die gleiche ist wie bei rein analytischer Berechnung, habe ich durch Zahlenbeispiele deutlich gemacht. Die Streuung der Erddrucklasten und die unvermeidlichen Lageabweichungen beim Rammen der Pfähle sind sicher von größerem Einfluß als die geringe Differenz zwischen den Ergebnissen der zeichnerischen und analytischen Methode. Im übrigen kommt es bei allen Problemen nicht auf eine möglichst große, sondern auf die zweckbedingte Genauigkeit an. Vereinfachte Berechnungsannahmen und Verfahren mit bewußter Inkaufnahme dadurch bedingter geringerer Genauigkeit sind auch sonst im Ingenieurbau, z. B. im Stahlbeton, durchaus üblich.

Bei dem neuen von mir entwickelten Verfahren kommt es also nicht so sehr auf die erreichbare übergroße Genauigkeit als vielmehr auf die sich ergebende Arbeitersparnis an. Sie war das Hauptziel meiner aus den Bedürfnissen der Praxis entstandenen Arbeit.

F. Zimirski, Hamburg.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

Diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitungsberichterstattung beziehen und Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl behält sich die Redaktion vor.

Gutehoffnungshütte in zwei Jahrhunderten

Durch die am 18. Oktober 1758 in Betrieb genommene Stammhütte St. Antony ist die Gutehoffnungshütte das älteste Unternehmen der Schwerindustrie im Ruhrgebiet. 50 Jahre später wurde sie mit dem ebenfalls nahe dem Dorf Sterkrade liegenden Hütten Gute Hoffnung und Neu Essen zur Hüttengewerkschaft und Handlung Jacobi, Haniel & Huysen vereinigt. Damit war eine organische Verflechtung in Eisenerzeugung und -verarbeitung gegeben. Nach und nach wurde aber mehr die Eisen-Verarbeitung entwickelt und es wurde das Verdienst Gottlob Jacobis, der schon 1803 mit dem Konstrukteur Franz Dinnendahl zusammenarbeitete, daß 1814 die erste Dampfmaschine die Werkstätten in Sterkrade verließ. Außer Gießereierzeugnissen wurden Pumpen und Dampfkessel hergestellt, 1824 wurde die erste Fördermaschine gebaut und 1830 lief in Ruhrort der erste — auf einer deutschen Werft erbaute — Rheindampfer von Stapel.

Franz Haniel gelang es 1832 bis 1834, die etwa 100 Meter mächtige Ergeldecke über den Kohlenflözen des Ruhrgebietes zu durchstoßen. Ein Durchbruch zu einer neuen Zeit. Schon damals gründete die Gutehoffnungshütte die erste Arbeiterunterstützungskasse in Sterkrade, ihr folgte 1846 der Bau der ersten Arbeitersiedlung im Ruhrgebiet, in Osterfeld, durch Wilhelm Lueg, der nach Gottlob Jacobi die Leitung der Hüttengewerkschaft übernommen hatte. In jenen Jahren begann mit der Gründung der Werksbahn auch der Aufbau des Verkehrs, der mit dem Bau der Hafenanlage Walsum (1902–1905) vollendet wurde.

Im Jahre 1855 konnte die Gutehoffnungshütte den ersten Koksofen anblasen und aus der werkeigenen Zeche Oberhausen den ersten Hüttenzeche des Ruhrgebietes — Kohle fördern. Es folgten bald neun weitere, der Ausbau der Stahl- und Walzwerke und die Einführung des Siemens-Martin- sowie des Thomas-Verfahrens zur Stahlerzeugung.

Da sich die Rechtsform der Offenen Handelsgesellschaft für die Hüttengewerkschaft als nicht mehr zeitgemäß erwies, wurde das Unternehmen am 1. Januar 1873 in eine Aktiengesellschaft umgewandelt und unter der Firma „Gutehoffnungshütte Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb“ weitergeführt.

In der nun beginnenden Periode wurde der Name Gutehoffnungshütte im In- und Ausland zu einem Begriff. Zahlreiche Brücken in Europa und anderen Kontinenten begründeten den Welt Ruf des Unternehmens; hierzu trugen auch die Konstruktionen des Stahlbaues

Sterkrade für Bergwerks-, Hütten- und Wasserwerksanlagen, Schwimmdocks und Hellingen sowie Bahnhofshallen bei. Auch der Sterkrader Maschinenbau stand gegenüber dem Stahlbau nicht zurück; das Werk lieferte auch die vollständige Einrichtung von Papierfabriken und Mühlen aller Art.

Durch die Folgen des ersten Weltkrieges bedingt, verlegte das Unternehmen 1923 seinen Sitz nach Nürnberg, seit dieser Zeit nimmt es die Aufgaben einer Dachgesellschaft wahr. Die im Ruhrgebiet liegenden Werke wurden einer neu errichteten Tochtergesellschaft „Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktien-Gesellschaft“ übertragen. An der Spitze des Vorstandes der Gutehoffnungshütte stand seit 1908 Paul Reusch, dessen Tatkraft es zu verdanken war, daß die drängenden Aufgaben in dieser schweren Zeit gelöst werden konnten. Bereits im Juni 1918 wurde durch seine Initiative mit der Gründung der Deutsche Werft Aktiengesellschaft, Hamburg, ein neues Interessen- und Absatzgebiet erschlossen. In den Jahren 1919 bis 1924 übernahm die GHH wesentliche Beteiligungen an süddeutschen Unternehmungen, von denen hier nur die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG (MAN) erwähnt sei. Zur Sicherung und Ausdehnung des Absatzes begann P. Reusch mit dem Wiederaufbau der Handelsorganisation; die Bemühungen führten schließlich 1930 zur Gründung der Ferrostaal Aktiengesellschaft in Essen mit Verbindungen in allen wichtigen Ländern der Erde.

Das Werk Sterkrade erwies sich als genügend lebenskräftig, um die Gefahr einer völligen Vernichtung, die dem Unternehmen nach dem Zusammenbruch im Jahre 1945 durch Demontage und Entflechtung drohte, abzuwenden. Die Betriebe der Eisenschaffung und des Steinkohlenbergbaues schieden aus dem Verband der GHH als Nachfolgesellschaften: Hüttenwerk Oberhausen Aktiengesellschaft und Bergbau-Aktiengesellschaft Neue Hoffnung aus; die Gutehoffnungshütte Oberhausen A.G. änderte ihren Namen in Gutehoffnungshütte Sterkrade Aktiengesellschaft. Die Tätigkeit dieses Unternehmens erstreckt sich nunmehr auf die Weiterverarbeitung im Werk Sterkrade mit Rheinwerft Walsum — Werk Düsseldorf —, Werk Schwerte. Die Muttergesellschaft hat in Ausführung des Neuordnungsplanes ihren Namen in Gutehoffnungshütte Aktienverein geändert. Die Veränderung der Gesamtstruktur der Gutehoffnungshütte machte es notwendig, vornehmlich auf den Ausbau des Werkes Sterkrade, seiner Betriebe und Fertigungsstätten bedacht zu sein.

Anfang Oktober lief auf dem Montageplatz der Gutehoffnungshütte Sterkrade Aktiengesellschaft in Nordenham-Blexen ein für die Deutsche Werft A.G. Hamburg erbauten 30 000 t-Schwimmdock von

Stapel, Ende Oktober folgte ein weiteres von 8000 t für die Ottenser Eisenwerk AG. Hamburg; es ist das 50. Dock, das die *Gutehoffnungshütte* in ihrer über 80jährigen Tätigkeit auf diesem Gebiete baute.

Ahlmann-Schwenkschaufler AVZ

Zu den schon bekannten verschiedenen Ahlmann-Schwenkschaufler-typen ist jetzt ein 60-PS-Gerät, der AVZ, hinzugekommen. Er hat einen 4-Zylinder luftgekühlten Deutz-Dieselmotor, Dauerleistung 60 PS bei 1650 U/min, max. Drehmoment 31 mkg bei 1200 U/min. Dadurch besitzt die Maschine genügend Kraftreserven für einen rentablen Einsatz auch in Höhenlagen oder unter extrem ungünstigen klimatischen Bedingungen. — 4-Gang-Wendegetriebe, max. Geschwindigkeit 20 km vor- und rückwärts, eine Turbokupplung schont



Getriebe sowie alle Triebwerksteile und verhindert ein Abwürgen des Motors. Über das Kupplungspedal wird eine Schaltkupplung mühelos durch eine Kombination von Ölhydraulik und Luftdruck bedient.

Zum Arbeiten auf Böden geringer Tragfähigkeit oder in schwerem Gelände wurden Spezial-Niederdruckreifen (Breitfelgenreifen) mit einem Druck von 2 atü entwickelt, für Arbeiten bei schwierigen Bodenverhältnissen werden austauschbare Ansteckraupen verwendet.

Hubkraft des AVZ: 1,5 t, Hebekraft: 2 t, höhere Arbeitsgeschwindigkeit infolge gleichzeitiger Durchführung zweier hydraulischer Arbeitsbewegungen: Heben und Schwenken bzw. Senken und Schwenken durch ein Spezial-Steuerventil. Fußbrems-Druckluft-Anlage auf 4 Räder wirkend, Handbremse als Getriebebremse, Einzelradbremse, kleinster Wenderadius: 4,10 m (ohne Einzelradbremse: 5,40 m) und 4-Rad-Druckluft-Feststellbremse und eine Reihe weiterer Ausrüstungen. Auch der AVZ arbeitet mit allen gebräuchlichen Ahlmann-Arbeitsgeräten.

Neuer Schalungsträger für den Wohnungsbau

Für den Wohnungsbau und ähnliche Aufgaben hat die Deutsche Stahlramelle Hünnebeck G.m.b.H., Düsseldorf, den neuen Schalungsträger „SL-Junior“ entwickelt und bereits auf der diesjährigen Deut-



Hünnebeck-Schalungsträger „SL-Junior“.

schen Industriemesse in Hannover gezeigt. Mit allen Vorzügen des schon seit Jahren bekannten größeren Typs „SL-Senior“ (für Industriebauten, Brücken u. dgl.) ausgestattet, beträgt sein Eigengewicht nur ca. 9 kg/lfm; bei einer mehr als 2fachen Sicherheit ist das Biegemoment 1,1 mt, die Auflagerkraft 1,25 t. Spannweiten von 2,95 bis 4,70 m lassen sich mit diesem teleskopisch längenverstellbaren Träger mühelos überbrücken. Der auffällig breit ausgebildete Obergurt ermöglicht ein sicheres Stoßen der Schalungstafeln.

Mittels Stellschrauben (mit Augenkopf ausgebildet) wird ein schnelles und einwandfreies Spannen der Trägerelemente erzielt. — Gleichzeitig ist auch die technisch einzige Möglichkeit zur stufenlosen Regulierung der im Träger eingebauten Überhöhung, bei nicht voller Ausnutzung der Tragfähigkeit, gegeben. Auch unter voller Last kann die Schraube leicht gelöst und der Träger erschütterungsfrei abgesenkt werden, die Träger lassen sich von den Auflagern mühelos ohne Ausschleisen oder andere Spezialwerkzeuge abnehmen.

50 t-dieselelektrischer Mobilkran

Die Firma Coles Krane GmbH., Duisburg, hat ihr Lieferprogramm um den neuen schweren Mobilkran Typ S. 5012 mit 50 t Tragkraft erweitert. Der 100-PS-Dieselmotor im Oberwagen ist direkt mit einem Generator gekuppelt, die einzelnen Kranbewegungen werden durch getrennte E-Motore betrieben (Leonardschaltung). Die Geschwindigkeitsregulierung erfolgt stufenlos ohne Kuppeln oder Schalten von Gängen nur durch Betätigung des Gaspedals zum



Dieselmotor. Über das elektrische Schaltpult in der Führerkabine können mit Drucktasten alle Arbeitsbewegungen des Krans in einfacher Weise durchgeführt werden. Der Kranausleger kann durch Zwischenstücke bis auf 51 m verlängert werden.

Die Berufsgenossenschaft bezeichnet die in Coles-Krane standardmäßig eingebauten Sicherheitseinrichtungen als vorbildlich: Selbsttätige Endschalter für höchste und tiefste Haken- bzw. Auslegerstellung, — automatische Bremsen für Hubwerk, Wippwerk und Drehwerk verhindern das gefährliche „Laufen“ oder „Durchfallen“ der aufgenommenen Last, — eine Umkehrlenkeinrichtung sicheres sinngemäßes Fahren entsprechend dem Lenkeinschlag durch den Kranführer, unbeschadet der Stellung des Kranoberwagens zum Fahrgestell, — in jeder Auslegerstellung warnt der Lastmomentbegrenzer den Fahrer bei Überschreiten der erlaubten Last. Wird diese Warnung nicht beachtet, verhindert der Automat selbständig ein Überlasten des Krans.

Einbanddecken für „Bauingenieur“ 1958

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1958 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,60. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Inhaltsverzeichnis

Hauptaufsätze und Kurze Technische Berichte

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte

Seite	Seite	Seite
Beles, P. W. , Dr.-Ing., London: Teilweise vorgespannte Beton- konstruktionen (Theorie und Be- messung). HA 77 (Versuche und praktische Ausfüh- rung). HA 183	Brenske, D. , Dipl.-Ing., Bombay: Bewässerungsprojekt in Thailand. HA 153 Bewässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien. HA 388	Fritz, B. , Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe: Vom biegesteifen Fachwerk- system zum spannstEIFen Seil- oder Stabhängewerk. HA 209
Allemand, F. , Dr.-Ing., Kipsdorf: Dachhaut aus Tonnenschalen. KTB 200 Die Biegebruchfestigkeit vorge- spannter Durchlaufbalken. KTB 202 Die Spannbetonbrücke über den Pontchartrain-See. KTB 437	Büfler, H. , Dr.-Ing., München: Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton. HA 382	Grewe, H. , Dipl.-Ing., u. o. Prof. Dr.-Ing. <i>H. Lorenz</i> , Berlin: Span- nungsberechnung bei beliebiger Lastflächenform und Belastung. HA 24
Andrä, W. , Dipl.-Ing., Dr.-Ing. <i>F. Leonhardt</i> und Dipl.-Ing. <i>R. Krieger</i> , Stuttgart: Vereinfach- tes Verfahren zur Messung von Momenten-Einflußflächen bei Platen. HA 407	Burk, H. , Dipl.-Ing., Passau: Bohr- pfahlwand nach dem System I.C.O.S. — Dr. Veder in Ausfüll- boden. KTB 360	Grüning, G. , Prof. Dr., Dresden: Eigenspannungen in Walzträgern. KTB 239 Muß die Einrüstung von Massiv- brücken eine provisorische Arbeit bleiben? KTB 434
Ands, W. , Dipl.-Ing., und Dr.-Ing. <i>J. Bonzel</i> , Aachen: Die auto- gene Preßschweißung, ein neues Schweißverfahren für Betonstahl. HA 138	Bürnheim, H. , Dr.-Ing., München: Versuche über das Stehenbleiben von spröden Brüchen. KTB 280	Haas, G. , <i>Chr. Ostenfeld</i> , Kopen- hagen, und <i>E. Strömme</i> , Oslo: Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad- Brücke über den Glomma in Nor- wegen. HA 127
Andus, E. , Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Bemerkenswerter Wasserturm für 9000 m ³ Inhalt in Örebro/Schwe- den. KTB 205 Die Kanalisierung des holländi- schen Niederrheins und des Lek. KTB 108 Neuartige Bauweise im Wasser- bau. KTB 354 Technologie des Prepacbetons beim Bau der Mackinac-Brücke. KTB 37 Zwischenbericht vom St. Lorenz. KTB 35	Çakiroğlu, A. , Dipl.-Ing., Istanbul: Über die auf torsionssteife Rand- träger aufliegende Rippendecke. HA 294	Hampe, B. , Min.-Rat a. D. Dr.-Ing., Bad Godesberg: Temperaturschä- den im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. HA 6
Andel, H. K. , Dr.-Ing., New York: Betrachtungen über Hängedach- konstruktionen. HA 221	Chaulia, P. B. , <i>B. Pant</i> , New Delhi, und <i>R. Hiltcher</i> , Stockholm: Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem zweiachsigen Druckspan- nungsfeld. HA 455	Hartung, F. , o. Prof. Dr.-Ing., Mün- chen: Die Kanalisierung des Man- zanares in Madrid. HA 338 Hirakud — Indiens neueste Groß- talsperre. HA 84
Arbré, R. , Prof. Dr.-Ing., Braun- schweig: Französischer Bericht über Hubbrücken. KTB 395	Christoffel, H. , Dipl.-Ing., Aachen: Förderbänder transportieren einen Berg in einen See. KTB 162	Hebberling, H. , Dipl.-Ing., Unter- schondorf: Zur Rotschutzfrage. HA 235
Arth, W. , Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe, Prof. Dr.-Ing. <i>R. Klein</i> , Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. <i>Fr. Raab</i> , Karls- ruhe: Eine neuartige Lüftungs- anlage im Lämmerbuckeltunnel. HA 469	Cicin, P. , Prof. Dr., Wien: Die Fisch- bauchklappe und verwandte Wehr- systeme. HA 367, 425	Heinhold, J. , Prof. Dr., München: Sicherheitsgrenzen für Einzel- messungen und Stichprobenmittel. HA 21
Ay, H. , Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF Ludwigshafen. HA 445	Coesfeld, G. , Dipl.-Ing., Aachen: Beziehung zwischen dem Ein- dringungswiderstand der Standard- rammsonde und dem statischen Eindringungswiderstand bei Sand. Zulässige Bodenpressung für Flach- und Pfahlgründungen. KTB 114 Scherfestigkeit von Bruchstein- material. KTB 351	Hille, B. , Dipl.-Ing., Aachen: Wei- tere Baumaschinen auf der Deut- schen Industriemesse in Hannover 1958. KTB 322 Fortschritt bei den Baumaschi- nen. HA 308
Banzel, J. , Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. <i>W. Arends</i> , Aachen: Die auto- gene Preßschweißung, ein neues Schweißverfahren für Betonstahl. HA 138	Craemer, H. , Dr.-Ing., o. Prof., Fischerhude: Verbessertes Ite- rationsverfahren für durchlaufende Balken. HA 336	Hiltcher, R. , Stockholm, <i>B. Pant</i> , und <i>P. B. Chaulia</i> , New Delhi: Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem zweiachsigen Druck- spannungsfeld. HA 455
Bandes, G. , Dr.-Ing., Dr.-Ing. <i>L. Schmerber</i> und Dipl.-Ing. <i>H. Schambeck</i> , München: Ausfüh- rung schiefwinkliger kontinuier- licher Plattenbrücken. HA 174	Fellner, L. , Dipl.-Ing. Dr. techn., Wien: Beitrag zur Berechnung des Sicherheitsgrades gegen Rut- schung von Erdkörpern. HA 105	Hoppe, C. J. , Dr.-Ing., Bonn: Brückenmontage mit Hilfe zweier 150 t-Derricks. KTB 477
	Fischer, K. , Dipl.-Ing., Wien: Die starre elliptische Platte auf elastisch-isotroper Unterlage mit Anwendung auf rechteckige Platen. HA 97	Ihlenburg, W. , Dr. phil. Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Die Stellung der Ingenieure in Kanadas Aufbau. KTB 436 Mangel an Bauingenieuren in den USA. KTB 70 Neuartiges Stahlskelett für ein Gerichtsbäude. KTB 242
	Frank, J. , Obering., Erlangen: Stollen- und andere Bauten am Kraftwerkssystem Piave—Boite— Maè—Vajont. KTB 156	Jacoby, E. , Prof. Dr.-Ing., Lübeck: Der gegenwärtige Stand der Be- rechnung von Stützwänden. KTB 27
	Franz, G. , Prof. Dr.-Ing., Karls- ruhe: Unmittelbare Spannungs- messung in Beton und Baugrund. HA 190	

	Seite		Seite		Seite
Jaeger, Th. , Dipl.-Ing., Berlin: Bau-technische Merkmale der Reaktor-anlage des Shippingport-Kern-kraftwerkes. KTB	32	Meißner, H. , Dipl.-Ing., Hamburg: Zur Berechnung der Spannungen unter beliebigen Punkten inner-halb und außerhalb einer gleich-mäßig belasteten schlaffen Kreis-fläche. HA	342	Paffenholz, H. , Baurat, Hamburg: Eine vorgefertigte Stahlbeton-Anlegebrücke. Neue Bauweise für eine schwere Konstruktion. KTB ..	47
Entwurf von Containern für den gasdichten Einschluß der Reaktor-anlage von Kernkraftwerken. KTB ..	30	Menges, G. , Dr.-Ing., Stuttgart: Die Druckstollen des Kemano-Kraft-werkes. KTB	399	Pant, B. , und P. B. Chaulia , New Delhi, und R. Hiltcher , Stock-holm: Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem zweiseitigen Druckspannungsfeld. HA	45
Reaktor-Druckbehälter aus Spann-beton. KTB	202	Die unterirdischen Anlagen des Kriegshafens Mers el Kebir. KTB ..	316	Pilny, F. , Prof. Dr.-Ing., Berlin: Die Messung von Steife und Rüttelwilligkeit bei Frischbeton. HA	16
Postulierte Schadensfälle an Kraft-werksreaktorsystemen als Grund-lage für die Bemessung von Con-tainern. KTB	471	Spannungen in eingeerdeten Roh-ren. KTB	67	Plagemann, W. , Dipl.-Ing., Dres-den: Neuartige holländische Tun-nelkonstruktion. KTB	47
Kani, G. , Dr.-Ing., Stuttgart: Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. HA	375	Menkhoff, H. , Dipl.-Ing., Aachen: Dichtemessung mittels radio-aktiver Isotope. HA	465	Raab, Fr. , Prof. Dr.-Ing., Prof. Dr.-Ing. W. Barth , Karlsruhe, und Prof. Dr.-Ing. R. Klein , Darm-stadt: Eine neuartige Lüftungs-anlage im Lämmerbuckeltunnel. HA	46
Kézdi, A. , Budapest: Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteil-ung im Boden. HA	54	Menzenbach, E. , Aachen: Stand-sicherheitsuntersuchungen an eini-gen natürlichen Böschungen in norwegischen Tonböden. KTB ..	352	Rathsmann, E. , Dipl.-Ing., Mün-chen: Sonder-Bandförderer im Baubetrieb. HA	14
Kirchner, G. , Dipl.-Ing., Frankfurt/Main: Zur Berechnung langer Zy-linderschalen. HA	332	Merkle, G. , Dr.-Ing., Düsseldorf: Erziehung des Unternehmer-ingenieurs in den USA. KTB	205	Rohrbach, Chr. , Dr.-Ing., Berlin: Dehnungsmeßstreifen mit metalli-schem Träger als schnell meß-bereites, feuchtigkeitsunempfind-liches Meßelement für Dehnungs-messungen auf Beton. HA	26
Klein, R. , Prof. Dr.-Ing., Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Fr. Raab , Karlsruhe, und Prof. Dr.-Ing. W. Barth , Karlsruhe: Eine neuartige Lüf-tungsanlage im Lämmerbuckel-tunnel. HA	469	Spann- und Stahlbeton beim Bau einer Brauerei. KTB	432	Rumpel, G. , Dr.-Ing., Berlin: Über das Verhalten dünner Platten in den Eckpunkten. HA	5
Koeppel, G. , Dipl.-Ing., Chicago: Spannbetonbestimmungen in Amerika. KTB	475	Wie sehen die neuen Industrie-bauten in den USA aus? KTB ..	403	Schambeck, H. , Dipl.-Ing., Dr.-Ing. L. Schmerber und Dr.-Ing. G. Brandes , München: Ausführung schiefwinkliger kontinuierlicher Plattenbrücken. HA	17
Kress, K. , Dipl.-Ing., Stuttgart: Grundlagen zu einer Erdspan-nungstheorie (ohne Gleitflächen). HA	249	Meyer-Heinrich, H. , Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. , Frankfurt/M.: Tal-sperre und Kraftwerk Sariyar. Ein Bau in der Türkei. HA	302	Schmerber, L. , Dr.-Ing., Dr.-Ing. G. Brandes und Dipl.-Ing. H. Scham-beck , München: Ausführung schief-winkliger kontinuierlicher Platten-brücken. HA	1
Krieger, R. , Dipl.-Ing., Dipl.-Ing. W. Andrä und Dr.-Ing. F. Leon-hardt , Stuttgart: Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Mo-menten-Einflußflächen bei Platten. HA	407	Mitteltmann, G. , Dr.-Ing., Frank-furt/M.: Warum Messungen an Bauwerken? HA	196, 236	Schmid, W. , Dr.-Ing., Baden bei Wien: Die zulässige Beanspru-chung hochfester Schrauben. HA ..	10
Krstić, M. , Dipl.-Ing., Belgrad: Die Verwendung von Schalen aus vor-gespanntem Beton an der neuen Messe in Belgrad. HA	299	Müller-Main, O. , Dipl.-Ing. Baurat a. D., Saarbrücken: Aufnahme-vermögen kreisringförmiger Fundamente für Moment und Nor-malkraft bei gegebener größter Bodenpressung. HA	419	Einfluß der Klemmlängen auf die Dauerfestigkeiten geschraubter und genieteter Stöße. KTB	27
Leonhardt, F. , Prof. Dr.-Ing., Dipl.-Ing. R. Krieger und Dipl.-Ing. W. Andrä , Stuttgart: Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Mo-menteneinflußflächen bei Platten. HA	407	Müller-Neuhaus, G. , Bauassessor Dr.-Ing., Essen: Neue Ent-phenolungsanlagen im Ruhr-kohlenbezirk. HA	122	Schultze, E. , Prof. Dr.-Ing., Aachen: Einfluß der Steifigkeit eines Hoch-baues auf die Berechnung der Gründungen. KTB	11
Lewis, W. A. , Harmondsworth, Engl.: Ergebnisse von Bodenver-dichtungsversuchen am Britischen Straßenbaulaboratorium. HA ...	459	Müller, R. K. , Dipl.-Ing., Darm-stadt: Eine Diskussion über die Prüfung von Beton mit Ultra-schall. KTB	434	Vergleich von Berechnungsver-fahren für verankerte Spund-wände. KTB	16
Linder, R. , Bauass., Freiburg i. Br.: Neuartige Verschlüsse und Form-gebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstautufe Poppenweiler. HA	226	Nakonz, W. , Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. , Düsseldorf: Zehn Jahre Entwick-lung des Stahlbetonbaues in Deutschland. HA	2	Seegers, K.-H. , Dr.-Ing., Hamburg: Geschweißte Aluminiumkonstruk-tionen. KTB	24
Lorenz, H. , o. Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. H. Grewe , Berlin: Spannungsberechnung bei belie-biger Lastflächenform und Be-lastung. HA	24	Neuber, H. , Dr.-Ing., Berlin: Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepack-Beton. KTB	240	Montage der Straßenbrücke über den Rappahannock-Fluß. KTB ..	7
Magens, C. , Dr.-Ing., Kiel: Über die Wirkung der Wellenspundwand in Häfen mit Schwell. HA	233	Ohlemutz, A. , Bundesbahnrat Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Die Normen des Amerikanischen Beton-Vereins für Betonarbeiten im Winter. KTB	36	Seare, M. , Dipl.-Ing., Bukarest: Zur Membrantheorie der Konoid-schalen. HA	25
Mäkelt, H. , Dr.-Ing., München: Kreuzgewölbekuppel in St. Louis/USA. KTB	72	Amerikanische Erfahrungen im Bau von Straßenbrücken aus Spannbeton-Fertigteilen. KTB ..	201	Sonntag, G. , Prof. Dr.-Ing. habil., München: Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Gebirges in der Umgebung von Stollen. HA	288, 34
Mehmel, A. , Prof. Dr.-Ing., Darm-stadt: Zur Technologie des Betons großer Staumauern. KTB	199	Eisenbahndamm durch den Gro-ßen Salzsee. KTB	321	Stabilini, L. , Dr.-Ing., Mailand: In-stabilitätsprobleme im Stahlbau. HA	21
		Orth, F. , Dr.-Ing., Berlin: Der Bau des Trinity-Dammes in Kalifornien (USA). KTB	438	Stark, H. , Dr. rer. nat., Ankara: Geologie des Druckstollens des Hazarsee-Kraftwerkes bei Elazig. HA	42
		Der Bau der Wehranlage von Chainat in Thailand. KTB	245		
		Die Erhaltung der Niagara-Wasserfälle. KTB	402		
		Ostenfeld, Chr. , G. Haas , Kopen-hagen, und E. Strömme , Oslo: Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad-Brücke über den Glomma in Norwegen. HA	127		

	Seite
einbach, W., Dipl.-Ing., Berlin: Beitrag zur Stabilität des Krag- trägers. HA 414	
römmе, E., Oslo, G. Haas und Chr. Ostenfeld, Kopenhagen: Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad- Brücke über den Glomma in Norwegen. HA 127	
ölke, F., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Die Herstellung der Bogenstau- mauer Pieve di Cadore. KTB .. 356	
Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehr- zweckprojekte in der Türkei. HA 14, 58, 268	

	Seite
Troche, A., Hannover: Die größte hölzerne Kuppelhalle. KTB 322	
Vordermeyer, K., Dr., Düsseldorf: Nichtrostender Stahl als Baustoff. KTB 242	
Walz, K., Prof. Dr.-Ing. habil., Düsseldorf: Weiterentwicklung der betontechnischen Bestimmungen. HA 10	
Weiss, W., Dr.-Ing., Freeport/N.Y.: Der Neubau der „Chase Man- hattan Bank“ in New York. KTB 320	
Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland. HA 41	

	Seite
Wickert, G., Dr.-Ing., Dortmund: Wasserkraftsystem Piave-Boite- Maè-Vajont. KTB 317	
Zendler, K., Ludwigshafen: Stäh- lerne Vorhängewände. KTB 398	
Zimirski, F., Dr.-Ing., Hamburg: Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste. HA 149	
Zimmer, A., Dipl.-Ing., Stuttgart: Numerisches Verfahren zur Be- rechnung von allgemein belasteten und biegesteif veränderlichen Knickstäben. HA 254	

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

	Seite
Buchbesprechungen	
CI Manual of Concrete Inspection, Committee 611, Inspection of Concrete 207	
umund, H., Prof. Dr.-Ing. e. h.: Hebe- und Förderanlagen. Ein Lehrbuch für Studierende und Ingenieure. 4. Aufl. 439	
wendamm, W., G. Becker, W. Hei- sterberg, A. Körting, R. S. Ratra, W. Sandermann, K. Starfinger, K. Storch und H. Zycha: Holz- schutz im Bauwesen 74	
erliner Baubuch, 7. Ausg. 74	
utsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.: Vorträge der Baugrundtagung 1956 in Köln .. 246	
deutscher Ausschuß für Stahlbeton 1907—1957, 50 Jahre 207	
öllgast, H.: Häuserzeichnen 480	
ügge, W., Dr.-Ing.: Statik und Dynamik der Schalen. 2. Aufl. .. 73	
ranciosi, V.: Ponti ad Arco con Im- palcato sospeso. Tendenze attuali della esecuzione e di calcolo. 364	
arbotz, G., Prof. Dr.-Ing.: Bau- maschinen und Baubetrieb in USA 167	
Baumaschinen und Baubetrieb. Bd. 2, 2. Aufl. 480	
leitfeste Schraubenverbindungen im Stahlbau. Deutscher Stahlbau- Verband, Heft 12 404	
raf t, U., Prof. Dr.-Ing., und Dr. phil. H. J. Henning: Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik 481	
ranholm, H.: Om Vattengenomslag i Murade Väggar med särskild hänsyn till tegel som fasadmateri- al (Über den Wasserdurchschlag bei gemauerten Wänden mit be- sonderer Berücksichtigung von Ziegeln als Fassadenmaterial. Chalmers Technische Hochschule, Göteborg 404	
ründungen im Wohnungsbau. For- schungsberichte des Bundesmi- nisters für Wohnungsbau 481	

	Seite
Härry, A.: Die Ökonomik der Wasserkraftnutzung 403	
Hautum, Dipl.-Ing., Dipl.-Ing. Naber und Ing. Etzel: Die Pumpspeicher- gruppe an der Pfreimd, Bd. 1 .. 115	
Herrmann, K., Prof. Dr.: Bautech- nische Vermessung, 3. Aufl. 246	
Höll, K.: Untersuchung, Beurteilung, Aufbereitung von Wasser, 2. Aufl. 167	
Hübner, E., Dr.-Ing.: Technische Schwingungslehre in ihren Grund- zügen 39	
Ingenieurbauten unserer Zeit. Hera- usgegeben vom Hauptverband der Deutschen Bauindustrie 481	
Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Ab- handlungen 17. Bd., 1957 283	
Jagn, J. I.: Biege- und Torsions- verformungen dünnwandiger Stä- be mit offenem Profil 73	
Klimatechnik in USA. Beobachtun- gen einer deutschen Studien- gruppe 325	
Klose, G.: Tabellarische Berechnung der Durchlaufträger ohne Vor- gabe fester Steifigkeitsverhältnisse, für beliebige Belastungen und unbegrenzte Felderzahl 247	
Kollbrunner, C. F. Dr. und M. Mei- ster: Ausbeulen, Theorie und Be- rechnung von Blechen 326	
Korte, J. W., Prof., P. Mücke und R. Lapierre: Grundlagen der Stra- ßenverkehrsplanung in Stadt und Land 481	
Lade, K. und A. Winkler: Ursachen der Putz- und Anstrichschäden .. 480	
Leliavsky, S.: Irrigation and hydrau- lic design. Bd. 2 Irrigation works 207	
Levsen, P., Obering.: Kalkulation im Baugewerbe. Bd. 3: Hochbau, 5. Aufl. 74	
Kalkulation im Baugewerbe. Bd. 2: Straßen-, Tief- und Eisenbahn- oberbau, 5. Aufl. 441	
Ludin, A. und W. Borkenstein: Wasserkraftanlagen, II. Anord- nung und Ausbildung der Haupt- bauwerke 405	

	Seite
Mehmel, A., Dr.-Ing. o. Prof.: Vor- gespannter Beton 115	
Mittag, M.: Kleine Eigenheime — Planen und Einrichten 247	
Muhs, H., Dr.-Ing.: Die Prüfung des Baugrundes und der Böden 282	
Nakonz, W., Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing.; Deutscher Beton-Verein e. V.: Leitsätze für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau .. 246	
Naßbaggerwesen in USA. Herausg. Rationalisierungs-Kuratorium der Deutschen Wirtschaft, Auslands- dienst, Heft 68 405	
Neuber, H.: Kerbspannungslehre. Grundlagen für genaue Festig- keitsberechnung mit Berücksichti- gung von Konstruktionsform und Werkstoff, 2. Aufl. 325	
Nordbrücke Düsseldorf. Heraus- gegeben von der Landeshaupt- stadt Düsseldorf 481	
Nordrhein-Westfalen baut auf. Mi- nister für Wiederaufbau des Lan- des Nordrhein-Westfalen 327	
Opitz, G.: Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten, Teil II, 4. Aufl. 116	
Peters, P.: Wohnhochhäuser 479	
Planungsgrundlagen für den städte- baulichen Ideen-Wettbewerb „Hauptstadt Berlin“, bearbeitet vom Senator für Bau- und Woh- nungswesen Berlin 363	
Press, H.: Taschenbuch der Wasser- wirtschaft. 1. Aufl. 440	
Proceedings of the Second Sympo- sium on Concrete Shell Roof Construction, Oslo 440	
Pucher, Adolf: Einflußfelder elasti- scher Platten. 2. Aufl. 207	
Ramshorn, Baudir, Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h., Selbstverlag der Emscher- genossenschaft: 50 Jahre Emscher- genossenschaft 1906—1956 39	
RILEM Symposium on the Obser- vation of Structures. Herausg. Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures 283	
Risch, C. und Fr. Lademann: Der öffentliche Personennahverkehr .. 325	

	Seite
Rothe, R.: Höhere Mathematik für Mathematiker, Physiker, Ingenieure. Teil VII: Räumliche und ebene Potentialfunktionen. Konforme Abbildung. Integralgleichungen. Variationsrechnung. Von Dr. phil. Dr.-Ing. E. h. W. Schmeidler	363
Sahmel, P.: Schweißtechnische Gestaltung im Stahlbau	364
Schmidt, M.: Gerinnehydraulik	248
Schreyer: Praktische Baustatik, Teil 2, 8. Neubearb. Aufl., Bearb. von H. Ramm und W. Wagner	364
Shanley, F. R., Prof.: Strength of Materials	207
Siebel, E. und N. Ludwig: Handbuch der Werkstoffprüfung, 2. Aufl., Bd. I: Prüf- und Meßeinrichtungen	404
Späth, W., Dr. phil.: Der Schlagversuch in der Werkstoffprüfung	247
Stahlbau. Bd. 2/Stahlkonstruktionen	115
Széchy, Károly: Alapozás. (Der Grundbau, 1. Bd.: Der Baugrund als Konstruktionsmaterial, 2. Aufl.)	39
VDI-Berichte, Bd. 24: Schwingungsabwehr. Vorträge der VDI-Tagung Essen 1956	283
Walch, O., Prof. Dr.-Ing. habil.: Baumaschinen und Baueinrichtungen, 2. Bd: Baueinrichtungen	246
Winter, H., Prof. Dr.-Ing.: Autoren-Verzeichnis zur Bibliographie der Veröffentlichungen über den Leichtbau und seine Randgebiete im deutschen und ausländischen Schrifttum	284
Zurmühl, R., Dr.-Ing.: Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker, 2. Aufl.	39

Neuerscheinungen

Ärztliche Forderungen an den neuzeitlichen Krankenhausbau. Vorträge bedeutender Berliner Kliniker und Fachleute	327
Alferjew, M. J.: Hydromechanik	248
Andreassen, A. H. M. und K. E. H. Christensen: Investigation of the Effect of Some Pozzolans on Alkali Reactions in Concrete, Progress Report, Series L-No. 1. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	74
Banditt, W. O.: Ziegel-Bautaschenbuch 1958	116
Bauleistungsbuch. Herausgegeben vom Deutschen Architekten- und Ingenieurverband	168, 405, 441
Beispiele angewandter Forschung, 1957. Herausgegeben von der Fraunhofer-Gesellschaft	168
Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Bemessung im Stahlbetonbau, DIN 4224	327
Buchenau, H., Dr.-Ing.: Stahlhochbau, Teil 2, 13. Aufl.	441
Die Bauwirtschaft und ihre betriebswirtschaftlichen Probleme. Her-	

ausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Betriebswirtschaft	284
Eckart, H. P., Handbuch des Bauwesens 1958	116
Ehlers, G., Dipl.-Ing.: Beton-Kalender 1958. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer	168
Erfahrungen mit bituminösen Decken und bituminösem Unterbau. Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E. V.	405
Frank, O.: Grundlagen der Ordnungstechnik, 3. Aufl.	248
Frommhold, H., und S. Hasenjaeger: Wohnungsbau-Normen, 5. Aufl.	405
Friedrich, W., P. Plogstert und A. Teml: Tabellenbuch für Bau- und Holzgewerbe	168
Gässler, W., Dr.: Leitfaden zur Einführung in die Gesetzgebung zur Ordnung des Wasserhaushalts sowie zur Reinhaltung der Luft. Band 1. Wasserhaushaltsgesetz	441
Geiger, Fr., Prof. Dr.-Ing. Aufgabensammlung aus dem Gebiet der Statik. Lösungen, Band I	482
Gry, H., Dr., und B. Sondergaard: Flintforckomster i Danmark. Alkali Reactions in Concrete. Progress Report DZ. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	405
von Halasz, R., Prof. Dipl.-Ing.: Flachkonstruktionen (Dachdecken) in Massivbauweise	168
Idorn, G. M.: Concrete on the West Coast of Yutland. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	Part. I: 405 Part. II: 482
Disintegration of Field Concrete. Progress Report, Series N, No. 1. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	74
Jensen, A. T., C. J. Wohlk, K. Drenck und E. K. Andersen: A Classification of Danish Flints etc. Based on X-Ray Diffractometry. Progress Report, Serie D, Nr. 1. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	116
Jones, F. E.: Investigation of Danish Aggregates at Building Research Station. Progress Report, Serie I, Nr. 1. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	441
Koschare, E.: Die Haus- und Grundstücksentwässerung	405

Le Corbusier: Der Modulator II. 1955	405
Leistungssteigerung im Baugewerbe. Herausgegeben vom Zentralverband des Deutschen Baugewerbes e. V. Merkblatt Nr. 6	74
Merkbuch f. d. Bauschaffenden 1958	75
Meyer, E. V.: The Alkali Content of Danish Cements. — A new Danish Alkali-Resistant Cement. — J. Andersen and L. Ditlevsen: Methods for the Determination of Alkalies in Aggregate and Concrete. Progress Report, Serie F, Nr. 1, 2, 3. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	482
Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der TH Hannover	Heft 11: 40 Heft 12: 168
Nerenst, P.: Alment om alkali reaktioner i beton. Alkali Reactions in Concrete — General. Progress Report Serie A, Nr. 1. Herausgeber: The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete	116
Penew, Ewlogi: TACA Tachymetrische Tafeln für die Rechenmaschine	441
Rahmentarifvertrag für Poliere und Schachtmeister des Baugewerbes im Gebiet der Bundesrepublik Deutschland	75
Rahmentarifvertrag für die technischen und kaufmännischen Angestellten des Baugewerbes im Gebiet der Bundesrepublik Deutschland	7
Richtlinien für die Durchführung von Bauaufgaben des Bundes im Zuständigkeitsbereich der Finanz-Bauverwaltungen. Herausgegeben vom Bundesminister der Finanzen	168
Richtlinien, Vorläufige, für die Innenbeleuchtung von öffentlichen Gebäuden	441
Schlums, J., Prof. Dr.-Ing. habil.: Zweckmäßigste Verfahren für die Ermittlung der Erdmassen beim Bau von Verkehrswegen	168
Schönefeld, H., Dr.-Ing.: Rationalisierung der Maurerarbeiten	441
Sträussler, E., Dipl.-Ing.: Bautabellen. Ein Hilfsbuch für Planung, Standberechnung, Kalkulation und Bauausführung	405
Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik, 3. Aufl.	116
Tarifverträge für das Baugewerbe	441
Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau bituminöser Fahrbahndecken. Teil 5: Kalteinbaufähiger Asphalt- und Teerbeton. Herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau	168
Werkmeister, P., und W. Grossmann: Vermessungskunde, 10. Aufl.	248
Zeichnungsarchivierung auf Mikrofilm. Technische Richtlinien. Herausgegeben vom Ausschuss für wirtschaftliche Verwaltung	248

Persönliches

	Seite		Seite		Seite
Agatz, A., Prof. Dr.-Ing. E. h., Ehrensensator	116	Kressner, Bernhard, Baudirektor Dr.-Ing. †	208	Prüß, Max, Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h., 70 Jahre alt	116
Ahrens, Walter, Dr.-Ing. E. h. † ..	405	Kumpf, Walter, Dr.-Ing. E. h.	116	Schocklitsch, A., Prof. Dr. nat. Dr.-Ing. E. h., 70 Jahre	248
Bolle, Arved, Dr.-Ing., 60 Jahre alt ..	40	Lardy, Pierre, Prof. Dr. †	482	Seetzen, Ulrich, Regierungsbaudirektor Dipl.-Ing., in Ruhestand	248
Bornscheuer, F. W., Prof. Dr.-Ing.	248	Leichtweiß, L., Prof. Dr.-Ing. † ..	405	Siebel, E., Prof. Dr.-Ing., Grashof-Gedenkmünze für	327
Carp, Helmut, Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h.	327	Lenz, Ludwig, Direktor, 70 Jahre ..	284	Spennrath, F., Baurat, 70 Jahre ..	365
Habel, Alfred, Prof. Dr.-Ing., 60 Jahre alt	40	Leonhardt, Fritz, Prof. Dr.-Ing. ..	248	v. Terzaghi, Karl, Prof. Dr.-Ing. E. h.	284
Hartmann, F. Alt.-Präs. i. R., 80 Jahre	365	von Marnitz, Baurat, 70 Jahre ...	441	Wahl, Präsident Dr. Dr., 60 Jahre alt	208
Jecht, Reinhard, 60 Jahre alt	365	Meier, Georg, Direktor †	365	Wickert, G., Dr.-Ing., VDI-Ehrenring	365
Joosten, H., Dr.-Ing., 80 Jahre ..	168	Minetti, Hans, Dr.-Ing., 60 Jahre alt	285	Wittmann, H., Prof. Dr.-Ing. E. h.	75
Kleinogel, Adolf, Prof. Dr.-Ing. †	328	Oberbach, Josef, Dr.-Ing. E. h. Dr., 60 Jahre alt	75	Wittmann, H., Prof. Dr.-Ing. E. h., Mitglied der Akademie des Sciences in Toulouse	284

Sachverzeichnis

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte; V = Verschiedenes

	Seite		Seite		Seite
Abdichtung, Boden: Bohrpfehlwand nach dem System I.C.O.S.-Dr. Veder in Auffüllboden. Von H. Burk. KTB	360	Lader: Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Hannover 1958. Von B. Hille. KTB	322	Behälter, Spannbeton: Bemerkenswerter Wasserturm für 9000 m³ Inhalt in Örebro/Schweden. Von E. Bachus. KTB	205
Die Herstellung der Bogenstau-mauer Pieve di Cadore. Von F. Tölke. KTB	356	Fortschritte bei den Baumaschi-nen. Von B. Hille. HA	308	Reaktor-Druckbehälter aus Spann-beton. Von Th. Jaeger. KTB	202
Entwurf zu DIN 4117 — Sperr-schichten gegen Bodenfeuchtigkeit für Hochbauten. Richtlinien und Ausführung. V	76	Baustellenerrichtungen: Bemerkens-werter Wasserturm für 9000 m³ Inhalt in Örebro/Schweden. Von E. Bachus. KTB	205	Stahl: Neue Entphenolungs-anlagen im Ruhrkohlenbezirk. Von G. Müller-Neuhaus. HA	122
Neue Entphenolungsanlagen im Ruhrkohlenbezirk. Von G. Müller-Neuhaus. HA	122	Brückenanlage mit Hilfe zweier 150 t-Derricks. Von E. J. Hoppe. KTB	477	Beton, Allgemeines: Dehnungsmeßstreifen mit metalli-schem Träger als schnell meß-bereites, feuchtigkeitsunempfindliches Meßelement für Dehnungs-messungen auf Beton. Von Chr. Rohrbach. HA	265
Aluminiumkonstruktionen: Ge-schweißte Aluminiumkonstrukti-onen. Von K. H. Seegers. KTB ..	244	Dachhaut aus Tonnenschalen. Von F. l'Allemand. KTB	200	Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton. Von H. Bufler. HA	382
Anstrich, Stahlbau: Zur Rost-schutzfrage. Von H. Hebbeling. HA	235	Die Druckstollen des Kemano-Kraftwerkes. Von G. Menges. KTB	399	Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. Von B. Hampe. HA	6
Bagger, s. Baumaschinen		Die Herstellung der Bogenstau-mauer Pieve di Cadore. Von F. Tölke. KTB	356	Über das Wesen der sogenann-ten Schubsicherung. Von G. Kani. HA	375
Bandförderer, s. Baumaschinen		Die Spannbetonbrücke über den Pontchartrain-See. Von F. l'Alle-mand. KTB	437	Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund. Von G. Franz. HA	190
Baugeschichte: 10 Jahre Entwick-lung des Stahlbetonbaues in Deutschland. Von W. Nakonz. HA	2	Eisenbahndamm durch den Gro-ßen Salzsee. Von A. Ohlemutz. KTB	321	Strahlenschutz: Bautech-nische Merkmale der Reaktor-anlage des Shippingport-Kern-kraftwerkes. Von Th. Jaeger. KTB	32
Baugrundvorschriften s. Vorschriften		Talsperre und Kraftwerk Sariyar. Ein Bau in der Türkei. Von H. Meyer-Heinrich. HA	302	Technologie: Die Messung von Steife und Rüttelwilligkeit bei Frischbeton. Von F. Pilny. HA ..	169
Bauingenieurwesen: Die Stellung der Ingenieure in Kanadas Auf-bau. Von W. Ihlenburg. KTB ..	436	Bauvorgänge. Beton: Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepac-Beton. Von H. Neuber. KTB	240	Technologie des Prepacbetons beim Bau der Mackinac-Brücke. Von E. Bachus. KTB	37
Erziehung des Unternehme-ringenieurs in den USA. Von G. Merkle. KTB	205	Spannbeton: Bemerkenswerter Wasserturm für 9000 m³ Inhalt in Örebro/Schweden. Von E. Bachus. KTB	205	Zur Technologie des Betons gro-ßer Stau-mauern. Von A. Mehm-el. KTB	199
Mangel an Bauingenieuren in den USA. Von W. Ihlenburg. KTB	70	Stahl: Brückenmontage mit Hilfe zweier 150 t-Derricks. Von C. J. Hoppe. KTB	477	Betonaufbereitung: Die Herstellung der Bogenstau-mauer Pieve di Ca-dore. Von F. Tölke. KTB	356
Baumaschinen, Bagger: Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Hannover 1958. Von B. Hille. KTB	322	Die Stahlkonstruktion der Fredrik-stad-Brücke über den Glomma in Norwegen. Von G. Haas, Chr. Ostenfeld und E. Strömme. HA	127	Fortschritte bei den Baumaschi-nen. Von B. Hille. HA	308
Bandförderer: Förderbänder transportieren einen Berg in einen See. Von H. Christoffel. KTB ..	162	Montage der Straßenbrücke über den Rappahannock-Fluß. Von K. H. Seegers. KTB	71	Betonpfähle, s. Pfähle	
Sonder-Bandförderer im Bau-betrieb. Von E. Rathsmann. HA	144	Beanspruchungen, s. Spannungen		Betonvorschriften, s. Vorschriften	
Betonaufbereitung: Fort-schritte bei den Baumaschinen. Von B. Hille. HA	308			Be- und Entlüftung, s. Lüftung	

	Seite
Bewässerung und Entwässerung: Bewässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA 388	
Bewegliche Brücken, Hubbrücken: Französischer Bericht über Hubbrücken. Von <i>R. Barbrè</i> . KTB 395	
Bodenmechanik: Beitrag zur Berechnung des Sicherheitsgrades gegen Rutschung von Erdkörpern. Von <i>L. Fellner</i> . HA 105	
Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden. Von <i>A. Kézdi</i> . HA 54	
Beziehung zwischen dem Eindringungswiderstand der Standardrammsonde und dem statischen Eindringungswiderstand bei Sand. Zulässige Bodenpressung für Flach- und Pfahlgründungen. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB 114	
Der gegenwärtige Stand der Berechnung von Stützwänden. Von <i>E. Jacoby</i> . KTB 27	
Die starre elliptische Platte auf elastisch-isotroper Unterlage mit Anwendung auf rechteckige Platten. Von <i>K. Fischer</i> . HA 97	
Einfluß der Steifigkeit eines Hochbaues auf die Berechnung von Gründungen. Von <i>E. Schultze</i> . KTB 111	
Grundlagen zu einer Erdspannungstheorie (ohne Gleitflächen). Von <i>K. Kress</i> . HA 249	
Spannungsberechnung bei beliebiger Lastflächenform und Belastung. Von <i>H. Lorenz</i> und <i>H. Grewe</i> . HA 24	
Standortsicherheitsuntersuchungen an einigen natürlichen Böschungen in norwegischen Tonböden. Von <i>E. Menzenbach</i> . KTB 352	
Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund. Von <i>G. Franz</i> . HA 190	
Vergleich von Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände. Von <i>E. Schultze</i> . KTB 163	
Zur Berechnung der Spannungen unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb einer gleichmäßig belasteten schlaffen Kreisfläche. Von <i>H. Meißner</i> . HA 342	
Bodenpressung: Aufnahmevermögen kreisringförmiger Fundamente für Moment- und Normalkraft. Von <i>O. Müller-Main</i> . HA 419	
Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden. Von <i>A. Kézdi</i> . HA 54	
Beziehung zwischen dem Eindringungswiderstand der Standardrammsonde und dem statischen Eindringungswiderstand bei Sand. Zulässige Bodenpressung für Flach- und Pfahlgründungen. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB 114	
Spannungsberechnung bei beliebiger Lastflächenform und Belastung. Von <i>H. Lorenz</i> und <i>H. Grewe</i> . HA 24	
Zur Berechnung der Spannungen unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb einer gleichmäßig belasteten schlaffen Kreisfläche. Von <i>H. Meißner</i> . HA 342	

	Seite
Bogenstaumauer, s. Talsperren	
Bohrpfähle, s. Pfähle	
Bohrungen, Boden: Bohrpfahlwand nach dem System I.C.O.S.-Dr. Veder im Auffüllboden. Von <i>H. Burk</i> . KTB 360	
Bruch: Versuche über das Stehenbleiben von spröden Brüchen. Von <i>H. Bürnheim</i> . KTB 280	
Bruchfestigkeit, s. Festigkeit	
Bruchstein: Scherfestigkeit von Bruchsteinmaterial. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB 351	
Brücken, Allgemeines: Entwurf DIN 1076 „Straßen- und Wegbrücken. Richtlinien für die Überwachung und Prüfung“. Entwurf September 1957. V 75	
Spannbeton: Amerikanische Erfahrungen im Bau von Straßenbrücken aus Spannbeton-Fertigteilen. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB .. 201	
Ausführung schiefwinkliger kontinuierlicher Plattenbrücken. Von <i>L. Schmerber, G. Brandes</i> und <i>H. Schambeck</i> . HA 174	
Eine vorgefertigte Stahlbeton-Anlegebrücke. Neue Bauweise für eine schwere Konstruktion. Von <i>H. Paffenholz</i> . KTB 478	
Die Spannbetonbrücke über den Pontchartrain-See. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 437	
Stahl: Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad-Brücke über den Glomma in Norwegen. Von <i>G. Haas, Chr. Ostenfeld</i> und <i>E. Strömmen</i> . HA 127	
Montage der Straßenbrücke über den Rappahannock-Fluß. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 71	
Brückenpfeiler, Beton: Technologie des Prepacbetons beim Bau der Mackinac-Brücke. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 37	
Dalben: Warum Messungen an Bauwerken? Von <i>G. Mittelman</i> . HA 196, 236	
Dacheindeckungen: Betrachtungen über Hängedachkonstruktionen. Von <i>H. K. Bandel</i> . HA 221	
Dämme: Der Bau des Trinity-Dammes in Kalifornien (USA). Von <i>F. Orth</i> . KTB 438	
Eisenbahndamm durch den Großen Salzsee. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB 321	
Förderbänder transportieren einen Berg in einen See. Von <i>H. Christoffel</i> . KTB 162	
Decken, Allgemeines: Über die auf torsionssteife Randträger aufliegende Rippendecke. Von <i>A. Çakiroğlu</i> . HA 294	
Beton: Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland. Von <i>W. Weiss</i> . HA 41	
Stahl: Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland. Von <i>W. Weiss</i> . HA 41	
Stahleleichtbau: Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland. Von <i>W. Weiss</i> . HA 41	
Dockanlagen: Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepac-Beton. Von <i>H. Neuber</i> . KTB .. 240	

	Seite
Druckrohrleitungen, Allgemeines: Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei Von <i>F. Tölke</i> . HA 14, 58, 268	
Spannbeton: Stollen- und andere Bauten am Kraftwerkssystem Piave-Boite-Maè-Vajont. Von <i>J. Frank</i> . KTB 156	
Theorie: Instabilitätsprobleme im Stahlbau. Von <i>L. Stabilini</i> . HA 213	
Spannungen in eingeordneten Rohren. Von <i>G. Menges</i> . KTB 67	
Druckstollen, s. Stollenbauten	
Druckverteilung, Boden: Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden. Von <i>A. Kézdi</i> . HA 54	
Spannungsberechnung bei beliebiger Lastflächenform und Belastung. Von <i>H. Lorenz</i> und <i>H. Grewe</i> . HA 24	
Durchlaufräger, s. Statik	
Elastizitätstheorie: Die starre elliptische Platte auf elastisch-isotroper Unterlage mit Anwendung auf rechteckige Platten. Von <i>K. Fischer</i> . HA 97	
Die totale Zugkraft an Öffnungen. Von <i>R. Hiltcher, B. Pant</i> und <i>P. B. Chaulia</i> . HA 455	
Der Verwendung von Schalen aus vorgespanntem Beton an der neuen Messe in Belgrad. Von <i>M. Krstić</i> . HA 299	
Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Gebirges in der Umgebung von Stollen. Von <i>G. Sonntag</i> . HA 288, 344	
Über das Verhalten dünner Platten in den Eckpunkten. Von <i>G. Rumpel</i> . HA 50	
Zur Membrantheorie der Konoidschalen Von <i>M. Soare</i> . HA 256	
Zur Berechnung langer Zylinderschalen. Von <i>G. Kirchner</i> . HA .. 332	
Erdbau: Fortschritte bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA .. 308	
Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Hannover 1958. Von <i>B. Hille</i> . KTB .. 322	
Erddruck: Der gegenwärtige Stand der Berechnung von Stützwänden. Von <i>E. Jacoby</i> . KTB 27	
Grundlagen zu einer Erdspannungstheorie (ohne Gleitflächen). Von <i>K. Kress</i> . HA 249	
Vergleich von Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände. Von <i>E. Schultze</i> . KTB 163	
Fertigteile, Beton: Dachhaut aus Tonnenschalen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 200	
Eine vorgefertigte Stahlbeton-Anlegebrücke. Neue Bauweise für eine schwere Konstruktion. Von <i>H. Paffenholz</i> . KTB 478	
Spannbeton: Amerikanische Erfahrungen im Bau von Straßenbrücken aus Spannbeton-Fertigteilen. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB .. 201	
Die Spannbetonbrücke über den Pontchartrain-See. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 437	

	Seite		Seite		Seite
Festigkeit, Spannbeton: Die Biegebruchfestigkeit vorgespannter Durchlaufbalken. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	202	Hängewerke: Betrachtungen über Hängedachkonstruktionen. Von <i>H. K. Bandel</i> . HA	221	Hirakud — Indiens neueste Großtalsperre. Von <i>F. Hartung</i> . HA ..	84
Stahl: Einfluß der Klemmlängen auf die Dauerfestigkeiten geschraubter und genieteter Stöße. Von <i>W. Schmid</i> . KTB	277	Vom biegesteifen Fachwerksystem zum spannstreifen Seil- oder Stabhängewerk. Von <i>B. Fritz</i> . HA ..	209	Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstaustufe Poppenweiler. Von <i>R. Linder</i> . HA	226
Steine: Scherfestigkeit von Bruchsteinmaterial. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB	351	Hochbauten, Allgemeines: Einfluß der Steifigkeit eines Hochbaues auf die Berechnung von Gründungen. Von <i>E. Schultze</i> . KTB	111	Stollen- und andere Bauten am Kraftwerkssystem Piave—Boite—Maè—Vajont. Von <i>J. Frank</i> . KTB ..	156
Ton: Standsicherheitsuntersuchungen an einigen natürlichen Böschungen in norwegischen Tonböden. Von <i>E. Menzenbach</i> . KTB ..	352	Stahl: Neuartiges Stahlskelett für ein Gerichtsgebäude. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	242	Talsperre und Kraftwerke Sariyar. Ein Bau in der Türkei. Von <i>H. Meyer-Heinrich</i> . HA	302
Fundamente: Aufnahmevermögen kreisringförmiger Fundamente für Moment- und Normalkraft. Von <i>O. Müller-Main</i> . HA	419	Hochfeste Schrauben, s. Schrauben		Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei. Von <i>F. Tölke</i> . HA	14, 58, 268
Gebirgsdruck: Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Gebirges in der Umgebung von Stollen. Von <i>G. Sonntag</i> . HA	288, 344	Hochhäuser, Stahlbeton: Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF Ludwigshafen. Von <i>H. Bay</i> . HA ..	445	Wasserkraftssystem Piave—Boite—Maè—Vajont. Von <i>G. Wickert</i> . KTB	317
Geländer: Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad-Brücke über den Glomma in Norwegen. Von <i>G. Haas, Chr. Ostenfeld</i> und <i>E. Strömme</i> . HA	127	Stahl: Der Neubau der „Chase Manhattan Bank“ in New York. Von <i>W. Weiss</i> . KTB	320	Zwischenbericht vom St. Lorenz. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	35
Geologie: Geologie des Druckstollens des Hazarsee-Kraftwerkes bei Elazig. Von <i>H. Stark</i> . HA ..	421	Nichtrostender Stahl als Baustoff. Von <i>K. Vordermeyer</i> . KTB ..	242	Krane: Brückenmontage mit Hilfe zweier 150 t-Derricks. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB	477
Stollen- und andere Bauten am Kraftwerkssystem Piave—Boite—Maè—Vajont. Von <i>J. Frank</i> . KTB ..	156	Holzbauten: Die größte hölzerne Kuppelhalle. Von <i>A. Troche</i> . KTB ..	322	Kühlung, Beton: Talsperre und Kraftwerk Sariyar. Ein Bau in der Türkei. Von <i>H. Meyer-Heinrich</i> . HA	302
Gerüste: Muß die Einrüstung von Massivbrücken eine provisorische Arbeit bleiben? Von <i>G. Grüning</i> . KTB	434	Hubbrücken, s. Bewegliche Brücken		Kernkraftwerke: Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	471
Gründungen, Allgemeines: Hirakud — Indiens neueste Großtalsperre. Von <i>F. Hartung</i> . HA ..	84	Industriebauten, Allgemeines: Wie sehen die neuen Industriebauten in den USA aus? Von <i>G. Merkle</i> . KTB	403	Lader, s. Baumaschinen	
Neue Entphenolungsanlagen im Ruhrkohlenbezirk. Von <i>G. Müller-Neuhaus</i> . HA	122	Spannbeton: Spann- und Stahlbeton beim Bau einer Brauerei. Von <i>G. Merkle</i> . KTB	432	Leichtbau, Theorie: Numerisches Verfahren zur Berechnung von allgemein belasteten und biegesteif veränderlichen Knickstäben. Von <i>A. Zimmer</i> . HA	254
fähle: Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste. Von <i>F. Zimirski</i> . HA	149	Stahl: Neue Entphenolungsanlagen im Ruhrkohlenbezirk. Von <i>G. Müller-Neuhaus</i> . HA	122	Lüftung: Eine neuartige Lüftungsanlage im Lämmerbuckeltunnel. Von <i>W. Barth, R. Klein</i> und <i>F. Raub</i> . HA	469
Theorie: Beziehung zwischen dem Eindringungswiderstand der Standarddrumonde und dem statischen Eindringungswiderstand bei Sand. Zulässige Bodenpressung für Flach- und Pfahlgründungen. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB	114	Iterationsverfahren, s. Statik		Materialeigenschaften, Beton: Die Messung von Steife und Rüttelwilligkeit bei Frischbeton. Von <i>F. Pilny</i> . HA	169
Einfluß der Steifigkeit eines Hochbaues auf die Berechnung von Gründungen. Von <i>E. Schultze</i> . KTB	111	Kanalisation: Die Kanalisation des holländischen Niederrheins und des Lek. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	108	Materialprüfung, Beton: Die Messung von Steife und Rüttelwilligkeit bei Frischbeton. Von <i>F. Pilny</i> . HA	169
Häfen: Über die Wirkung der Wellenspundwand in Häfen mit Schwell. Von <i>C. Magens</i> . HA ..	233	Die Kanalisation des Manzanares in Madrid. Von <i>F. Hartung</i> . HA	338	Eine Diskussion über die Prüfung von Beton mit Ultraschall. Von <i>R. K. Müller</i> . KTB	434
Haftung: Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton. Von <i>H. Bufler</i> . HA	382	Kraftwerke, Kernkraft: Bau-technische Merkmale der Reaktoranlage des Shippingport-Kernkraftwerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	32	Zur Technologie des Betons großer Staumauern. Von <i>A. Mehmehl</i> . KTB	199
Hallen, Stahl: Betrachtungen über Hängedachkonstruktionen. Von <i>H. K. Bandel</i> . HA	221	Entwurf von Containern für den gasdichten Einschluß der Reaktoranlage von Kernkraftwerken. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	30	Bruchstein: Scherfestigkeit von Bruchsteinmaterial. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB	351
Vom biegesteifen Fachwerksystem zum spannstreifen Seil- oder Stabhängewerk. Von <i>B. Fritz</i> . HA ..	209	Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	471	Maste, Aluminium: Geschweißte Aluminiumkonstruktionen. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB ..	244
		Reaktor-Druckbehälter aus Spannbeton. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	202	Meßgeräte: Dehnungsmeßstreifen mit metallischem Träger als schnell meßbereites, feuchtigkeitsunempfindliches Meßelement für Dehnungsmessungen auf Beton. Von <i>Chr. Rohrbach</i> . HA	265
		Wasserkraft: Bewässerungsprojekt in Thailand. Von <i>D. Brenske</i> . HA	153	Dichtemessung mittels radioaktiver Isotope. Von <i>H. Menkhoff</i> . HA	465
		Bewässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA	388	Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund. Von <i>G. Franz</i> . HA	190
		Der Bau des Trinity-Dammes in Kalifornien (USA). Von <i>F. Orth</i> . KTB	438		
		Die Erhaltung der Niagara-Wasserfälle. Von <i>F. Orth</i> . KTB ..	402		
		Geologie des Druckstollens des Hazarsee-Kraftwerkes bei Elazig. Von <i>H. Stark</i> . HA	421		

	Seite
Messungen, Allgemeines:	
Kreuzgewölbekuppel in St. Louis/USA. Von <i>H. Mäkel</i> . KTB	72
Sicherheitsgrenzen für Einzelmessungen und Stichprobenmittel. Von <i>J. Heinholt</i> . HA	21
Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteneinflußflächen bei Platten. Von <i>W. Andrä</i> , <i>F. Leonhardt</i> und <i>R. Krieger</i> . HA	407
Warum Messungen an Bauwerken? Von <i>G. Mittelmann</i> . HA 196, 236	
Beton: Dehnungsmeßstreifen mit metallischem Träger als schnell meßbereites, feuchtigkeitsunempfindliches Meßelement für Dehnungsmessungen auf Beton. Von <i>Chr. Rohrbach</i> . HA	265
Die Messung von Steife und Rüttelwilligkeit bei Frischbeton. Von <i>F. Pilny</i> . HA	169
Boden: Dichtemessung mittels radioaktiver Isotope. Von <i>H. Menkhoff</i> . HA	465
Meßverfahren, Allgemeines:	
Ausführung schiefwinkliger kontinuierlicher Plattenbrücken. Von <i>L. Schmerber</i> , <i>G. Brandes</i> und <i>H. Schambeck</i> . HA	174
Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteneinflußflächen bei Platten. Von <i>W. Andrä</i> , <i>F. Leonhardt</i> und <i>R. Krieger</i> . HA	407
Beton: Dehnungsmeßstreifen mit metallischem Träger als schnell meßbereites, feuchtigkeitsunempfindliches Meßelement für Dehnungsmessungen auf Beton. Von <i>Chr. Rohrbach</i> . HA	265
Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund. Von <i>G. Franz</i> . HA	190
Boden: Dichtemessung mittels radioaktiver Isotope. Von <i>H. Menkhoff</i> . HA	465
Modellversuche, s. Versuche	
Nachwuchsfragen: Die Stellung der Ingenieure in Kanadas Aufbau. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	436
Erziehung des Unternehmeringenieurs in den USA. Von <i>G. Merkle</i> . KTB	205
Mangel an Bauingenieuren in den USA. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB ..	70
Nieten: Einfluß der Klemmlängen auf die Dauerfestigkeiten geschraubter und genieteteter Stöße. Von <i>W. Schmid</i> . KTB	277
Normen, s. Vorschriften	
Pfahlgründungen, s. Gründungen	
Pfähle, Bohrpfähle: Bohrpfahlwand nach dem System I.C.O.S.-Dr. Veder in Auffüllboden. Von <i>H. Burk</i> . KTB	360
Spannbeton: Amerikanische Erfahrungen im Bau von Straßenbrücken aus Spannbeton-Fertigteilen. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB ..	201
Pfeiler für Widerlager: Eine vorgefertigte Stahlbeton-Anlegebrücke. Neue Bauweise für eine schwere Konstruktion. Von <i>H. Paffenholz</i> . KTB	478

	Seite
Platten, Theorie: Ausführung schiefwinkliger kontinuierlicher Plattenbrücken. Von <i>L. Schmerber</i> , <i>G. Brandes</i> und <i>H. Schambeck</i> . HA	174
Die starre elliptische Platte auf elastisch-isotroper Unterlage mit Anwendung auf rechteckige Platten. Von <i>K. Fischer</i> . HA	97
Über das Verhalten dünner Platten in den Eckpunkten. Von <i>G. Rumpel</i> . HA	50
Pontons: Montage der Straßenbrücke über den Rappahannock-Fluß. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB ..	71
Prepactbeton: Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepactbeton. Von <i>H. Neuber</i> . KTB ..	240
Technologie des Prepactbetons beim Bau der Mackinac-Brücke. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	37
Reaktoren, s. Kraftwerke	
Rostschutz: Zur Rostschutzfrage. Von <i>H. Hebbeling</i> . HA	235
Rutschungen, Theorie: Beitrag zur Berechnung des Sicherheitsgrades gegen Rutschung von Erdkörpern. Von <i>L. Fellner</i> . HA ..	105
Schadensfälle, Beton: Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. Von <i>B. Hampe</i> . HA	6
Kernkraftwerke: Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	471
Schalen, Aluminium: Geschweißte Aluminiumkonstruktionen. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB ..	244
Beton: Dachhaut aus Tonnen-schalen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB ..	200
Holz: Die größte hölzerne Kuppelhalle. Von <i>A. Troche</i> . KTB ..	322
Spannbeton: Die Verwendung von Schalen aus vorgespanntem Beton an der neuen Messe in Belgrad. Von <i>M. Krstić</i> . HA ..	299
Stahlbeton: Kreuzgewölbekuppel in St. Louis/USA. Von <i>H. Mäkel</i> . KTB	72
Stahl: Bautechnische Merkmale der Reaktoranlage des Shippingport-Kernkraftwerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	32
Entwurf von Containern für den gasdichten Einschluß der Reaktor-anlage von Kernkraftwerken. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	30
Instabilitätsprobleme im Stahlbau. Von <i>L. Stabilini</i> . HA	213
Theorie: Zur Berechnung langer Zylinderschalen. Von <i>G. Kirchner</i> . HA	332
Zur Membrantheorie der Konoid-schalen. Von <i>M. Soare</i> . HA	256
Schiffahrtswege: Die Kanalisierung des holländischen Niederrheins und des Lek. Von <i>E. Bachus</i> . KTB ..	108
Zwischenbericht vom St. Lorenz. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	35
Schallschutz: Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland. Von <i>W. Weiss</i> . HA	41

	Seite
Schleusen: Der Bau der Wehranlage von Chainat in Thailand. Von <i>F. Orth</i> . KTB	245
Die Kanalisierung des Manzanares in Madrid. Von <i>F. Hartung</i> . HA	338
Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstaustufe Poppenweiler. Von <i>R. Linder</i> . HA	222
Zwischenbericht vom St. Lorenz. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	35
Schrauben: Die zulässige Beanspruchung hochfester Schrauben. Von <i>W. Schmid</i> . HA	101
Einfluß der Klemmlängen auf die Dauerfestigkeiten geschraubter und genieteteter Stöße. Von <i>W. Schmid</i> . KTB	277
Schubsicherung: Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. Von <i>G. Kani</i> . HA	375
Schweißen: Die autogene Preßschweißung, ein neues Schweißverfahren für Betonstahl. Von <i>W. Arnds</i> und <i>J. Bonzel</i> . HA ..	138
Geschweißte Aluminiumkonstruktionen. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB ..	244
Schweißkonstruktionen: Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad-Brücke über den Glomma in Norwegen. Von <i>G. Haas</i> , <i>Chr. Ostfeld</i> und <i>E. Strömmen</i> . HA	127
Schwingungen: Warum Messungen an Bauwerken? Von <i>G. Mittelmann</i> . HA	196, 236
Setzungen: Die starre elliptische Platte auf elastisch-isotroper Unterlage mit Anwendung auf rechteckige Platten. Von <i>K. Fischer</i> . HA	9
Sicherheitsgrad: Beitrag zur Berechnung des Sicherheitsgrades gegen Rutschung von Erdkörpern. Von <i>L. Fellner</i> . HA	105
Skelettbauten, Stahl: Der Neubau der „Shase Manhattan Bank“ in New York. Von <i>W. Weiss</i> . KTB ..	320
Neuartiges Stahlskelett für ein Gerichtsgebäude. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	242
Nichtrostender Stahl als Baustoff. Von <i>K. Vordermeyer</i> . KTB	242
Stahlbeton: Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF, Ludwigshafen. Von <i>H. Bay</i> . HA	445
Spannbeton, Allgemeines: Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton. Von <i>H. Bufler</i> . HA ..	282
Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF in Ludwigshafen. Von <i>H. Bay</i> . HA	445
Spannbetonbestimmungen in Amerika. Von <i>G. Koeppel</i> . KTB	475
Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. Von <i>G. Kani</i> . HA ..	375
Warum Messungen an Bauwerken? Von <i>G. Mittelmann</i> . HA	196, 236

	Seite
Theorie: Die Biegebruchfestigkeit vorgespannter Durchlaufbalken. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	202
Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen (Theorie und Bemessung). Von <i>P. W. Abeles</i> . HA	77
Spannbetonbauten, Allgemeines: Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen (Theorie und Bemessung). Von <i>P. W. Abeles</i> . HA	77
Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen (Versuche und praktische Ausführung). Von <i>P. W. Abeles</i> . HA	183
Spannbetonversuche, s. Versuche	
Spannungen, Stahl: Die zulässige Beanspruchung hochfester Schrauben. Von <i>W. Schmid</i> . HA	101
Eigenspannungen in Walzträgern. Von <i>G. Grüning</i> . KTB	239
Spannungsoptik: Die totale Zugkraft an Öffnungen. Von <i>R. Hilt-scher, B. Pant</i> und <i>P. B. Chaulia</i> . HA	455
Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Gebirges in der Umgebung von Stollen. Von <i>G. Sonntag</i> . HA	288, 344
Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton. Von <i>H. Bufler</i> . HA	382
Spannungen: Warum Messungen an Bauwerken? Von <i>G. Mittel-mann</i> . HA	196, 236
Stützbrüche, s. Bruch	
Spundwände, Allgemeines: Riesen-Trockendock aus Spundbohlen und Prepac-Beton. Von <i>H. Neuber</i> . KTB	240
Über die Wirkung der Wellenspundwand in Häfen mit Schwell. Von <i>C. Magens</i> . HA	233
Theorie: Vergleich von Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände. Von <i>E. Schultze</i> . KTB	163
Stabilität, Allgemein: Beitrag zur Stabilität des Kragträgers. Von <i>W. Steinbach</i> . HA	414
Stahl: Instabilitätsprobleme im Stahlbau. Von <i>L. Stabili</i> . HA	213
Numerisches Verfahren zur Berechnung von allgemein belasteten und biegesteif veränderlichen Knickstäben. Von <i>A. Zimmer</i> . HA	254
Stahlbau, Allgemeines: Einfluß der Klemmlängen auf die Dauerfestigkeiten geschräuberter und genieteter Stöße. Von <i>W. Schmid</i> . KTB	277
Versuche über das Stehenbleiben von spröden Brüchen. Von <i>H. Bürrheim</i> . KTB	280
Warum Messungen an Bauwerken? Von <i>G. Mittelmann</i> . HA	196, 236
Stahlbau, Rostschutz s. Rostschutz	
Stabilität s. Stabilität	

	Seite
Stahlbeton, Allgemeines: Konstruktionsgrundsätze beim Bau des Hochhauses E 100 der BASF Ludwigshafen. Von <i>H. Bay</i> . HA	445
Zehn Jahre Entwicklung des Stahlbetonbaues in Deutschland. Von <i>W. Nakonz</i> . HA	2
Stahlbetondecken, s. Decken	
Stahlbetonschalen, s. Schalen	
Stahlbrücken, s. Brücken	
Stähle, Betonstähle: Die autogene Preßschweißung, ein neues Schweißverfahren für Betonstahl. Von <i>W. Arnds</i> und <i>J. Bonzel</i> . HA	138
Stahldecken, s. Decken	
Stahlhallen, s. Hallen	
Stahlhochhäuser, s. Hochhäuser	
Stahlleichtbau, Decken: Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland. Von <i>W. Weiss</i> . HA	41
Stahlschalen s. Schalen	
Stahlverkleidung s. Verkleidung	
Stahlwasserbauten: Bewässerungsprojekt in Thailand. Von <i>D. Brenske</i> . HA	153
Bewässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA	388
Der Bau der Wehranlage von Chainat in Thailand. Von <i>F. Orth</i> . KTB	245
Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme. Von <i>P. Cicin</i> . HA	367, 425
Die Kanalisierung des holländischen Niederrheins und des Lek. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	108
Hinakud — Indiens neueste Großtalsperre. Von <i>F. Hartung</i> . HA	84
Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstaustufe Poppenweiler. Von <i>R. Linder</i> . HA	226
Wasserkraftsystem Piave—Boite—Maë—Vajont. Von <i>G. Wickert</i> . KTB	317
Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei. Von <i>F. Tölke</i> . HA	14, 58, 268
Statik: Aufnahmevermögen kreisringförmiger Fundamente für Moment und Normalkraft. Von <i>O. Müller-Main</i> . HA	419
Die Biegebruchfestigkeit vorgespannter Durchlaufbalken. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	202
Eigenspannungen in Walzträgern. Von <i>G. Grüning</i> . KTB	239
Kongreß der American Society of Civil Engineers (ASCE) und der International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). Hauptthemen: „Plastische Statik und Biegung doppelt gekrümmter Schalen.“ V	482
Spannungen in eingeerdeten Rohren. Von <i>G. Menges</i> . KTB	67

	Seite
Verbessertes Iterationsverfahren für durchlaufende Balken. Von <i>H. Craemer</i> . HA	336
Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste. Von <i>F. Zimirski</i> . HA	149
Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteneinflussflächen bei Platten. Von <i>W. Andrä, F. Leonhardt</i> und <i>R. Krieger</i> . HA	487
Vergleich von Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände. Von <i>E. Schultze</i> . KTB	163
Vom biegesteifen Fachwerksystem zum spannstreifen Seil- oder Stabhängewerk. Von <i>B. Fritz</i> . HA	209
Über die auf torsionssteife Randträger aufliegende Rippendecken. Von <i>A. Çakiroğlu</i> . HA	294
Stollenbauten: Die Druckstollen des Kemano-Kraftwerkes. Von <i>G. Menges</i> . KTB	399
Die unterirdischen Anlagen des Kriegshafens Mers el Kebir. Von <i>G. Menges</i> . KTB	316
Eine neuartige Lüftungsanlage im Lämmerbuckeltunnel. Von <i>W. Barth, R. Klein</i> und <i>F. Raab</i> . HA	469
Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Gebirges in der Umgebung von Stollen. Von <i>G. Sonntag</i> . HA	288, 344
Geologie des Druckstollens des Hazaree-Kraftwerkes bei Elazig. Von <i>H. Stark</i> . HA	421
Neuartige holländische Tunnelkonstruktion. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB	477
Stollen- und andere Bauten am Kraftwerkssystem Piave—Boite—Maë—Vajont. Von <i>J. Frank</i> . KTB	156
Talsperre und Kraftwerke Sariyar. Ein Bau in der Türkei. Von <i>H. Meyer-Heinrich</i> . HA	302
Wasserkraftsystem Piave—Boite—Maë—Vajont. Von <i>G. Wickert</i> . KTB	317
Strahlenschutz: Bautechnische Merkmale der Reaktoranlage des Shippingport-Kernkraftwerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	32
Entwurf von Containern für den gasdichten Einschluß der Reaktoranlage von Kernkraftwerken. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	30
Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	471
Reaktor-Druckbehälter aus Spannbeton. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	202
Straßenbau, Allgemeines: Ergebnisse von Bodenverdichtungsversuchen am Britischen Straßenbaulaboratorium. Von <i>W. A. Lewis</i> . HA	459
Stützwände: Der gegenwärtige Stand der Berechnung von Stützwänden. Von <i>E. Jacoby</i>	27

	Seite		Seite
Tagungen: Deutscher Ausschuß für Stahlbau, 50 Jahre. Von <i>K. Rühl</i> . V	442	Verdichtung, s. Verfestigung	
American Society of Civil Engineers (ASCE) und der International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Hauptthemen „Plastische Statik und Biegung doppelt gekrümmter Schalen“. V	482	Verfestigung: Ergebnisse von Bodenverdichtungsversuchen am Britischen Straßenbaulaboratorium. Von <i>W. A. Lewis</i> . HA	459
Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin, Schinkelfest. V	76	Verkleidungen, Hochbau: Nichtrostender Stahl als Baustoff. Von <i>K. Vordermeyer</i> . KTB	242
Baugrundtagung 1958 in Hamburg. V	118	Stählerne Vorhängewände. Von <i>K. Zendler</i> . KTB	398
Deutscher Betonverein, Kurztagung in München. V	286	Versuche, Boden: Ergebnisse von Bodenverdichtungsversuchen am Britischen Straßenbaulaboratorium. Von <i>W. A. Lewis</i> . HA	459
Hafenbautechn. Gesellschaft E. V. 25. Ordentliche Hauptversammlung in Stuttgart. V	328	Bruchstein: Scherfestigkeit von Bruchsteinmaterial. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB	351
Hafentagung 1958. 3. Internationale. V	208	Spannbeton: Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton. Von <i>H. Bufler</i> . HA	382
Schweißtechnische Tagung 1958. V	208	Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen. Von <i>P. W. Abeles</i> . HA	183
Spannbeton-Kongreß 1958, Dritter Internationaler. V	168	Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. Von <i>G. Kani</i> . HA	375
Spannbetonverband. Bericht über den 3. Kongreß des Internationalen Spannbetonverbandes in Berlin vom 5. bis 10. 5. 58. V	329	Stahl: Einfluß der Klemmlängen auf die Dauerfestigkeiten geschraubter und genieteter Stöße. Von <i>W. Schmid</i> . KTB	277
Stahlbautagung 1958. Kurzer Bericht über die Stahlbautagung in Heidelberg. V	329	Versuche über das Stehenbleiben von spröden Brüchen. Von <i>H. Bürrnheim</i> . KTB	280
Straßenbautagung 1958 in Hamburg. V	330	Statik: Ausführung schiefwinkliger kontinuierlicher Plattenbrücken. Von <i>L. Schmerber, G. Brandes und H. Schambeck</i> . HA	174
Straßenkongreß. XI. Internationaler Straßenkongreß in Rio de Janeiro, September 1959. V	168	Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteneinflußflächen bei Platten. Von <i>W. Andrä, F. Leonhardt und R. Krieger</i> . HA	407
Straßenverkehrstechnik. IV. Internationale Studienwoche für Straßenverkehrstechnik in Kopenhagen. V	119	Wasserbau: Über einige kraftwirtschaftliche u. wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei. Von <i>F. Tölke</i> . HA 14, 58, 268	
Wupperverband. Auszug aus einem Bericht des Wupperverbandes. V	365	Vorschriften, Abdichtung: Entwurf zu DIN 4117 „Sperrschichten gegen Bodenfeuchtigkeit für Hochbauten: Richtlinien und Ausführung“. V	76
Talsperren: Bewässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA	388	Allgemeines: DIN 4100, 1000, 1050. V	366
Die Herstellung der Bogenstau-mauer Pieve di Cadore. Von <i>F. Tölke</i> . KTB	356	Fachnormenausschuß Bauwesen im DNA. V	168, 330
Hirakud — Indiens neueste Großtalsperre. Von <i>F. Hartung</i> . HA	84	Baugrund: DIN — Entwurf 4016 (Baugrund). V	208
Talsperre und Kraftwerk Sariyar. Ein Bau in der Türkei. Von <i>H. Meyer-Heinrich</i> . HA	302	Beton: Die Normen des Amerikanischen Beton-Vereins für Betonarbeiten im Winter. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB	36
Zur Technologie des Betons großer Stau-mauern. Von <i>A. Mehmel</i> . KTB	199	Weiterentwicklung der betontechnischen Bestimmungen. Von <i>K. Walz</i> . HA	10
Zwischenbericht vom St. Lorenz. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	35	Brücken: Entwurf DIN 1076 „Straßen- und Wegbrücken. Richtlinien für die Überwachung und Prüfung“ Entwurf September 1957. V	75
Temperaturwirkungen: Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. Von <i>B. Hampe</i> . HA	6	Spannbeton: Spannbetonbestimmungen in Amerika. Von <i>G. Koepfel</i> . KTB	475
Ton: Standsicherheitsuntersuchungen an einigen natürlichen Böschungen in norwegischen Tonböden. Von <i>E. Menzenbach</i> . KTB	352	Stahl: Die zulässige Beanspruchung hochfester Schrauben. Von <i>W. Schmid</i> . HA	101
Torsion: Über die auf torsionssteife Randträger aufliegende Rippen-decke. Von <i>A. Çakiroğlu</i> . HA	294		
Tunnelbauten, s. Stollenbauten			
Turbinen: Hirakud — Indiens neueste Großtalsperre. Von <i>F. Hartung</i> . HA	84		
Uferschutz: Neuartige Bauweise im Wasserbau. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	354	Walzträger: Eigenspannungen in Walzträgern. Von <i>G. Grüning</i> . KTB	239
		Wasserwirtschaft: Bewässerungsprojekt in Thailand. Von <i>D. Brenske</i> . HA	153
		Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei. Von <i>F. Tölke</i> . HA	14, 58, 268
		Wehre: Bewässerungsprojekt in Thailand. Von <i>D. Brenske</i> . HA	153
		Der Bau der Wehranlage von Chainat in Thailand. Von <i>F. Orth</i> . KTB	245
		Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme. Von <i>P. Cicin</i> . HA	367, 425
		Die Kanalisierung des holländischen Niederrheins und des Lek. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	108
		Die Kanalisierung des Manzanares in Madrid. Von <i>F. Hartung</i> . HA	338
		Hirakud — Indiens neueste Großtalsperre. Von <i>F. Hartung</i> . HA	84
		Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstau-stufe Poppenweiler. Von <i>R. Linder</i> . HA	226
		Zwischenbericht vom St. Lorenz. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	35
		Zuschrift zu Andrä, Leonhardt und Krieger: Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteneinflußflächen bei Platten. Von <i>A. Mehmel</i> . V	443
		zu Born: Der Einfluß des Zug-ringes auf die Berechnung von Wasserbehältern und Faultürmen. 1957, S. 157. Von <i>G. Schmaußer</i> . V	118
		zu Ihlenburg: Mangel an Bauingenieuren in den USA, 1958, S. 70. Von <i>W. Hanstein</i> . V	28
		zu Hampe: Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. 1958, S. 6. Von <i>G. Schnitter</i> . V	406
		zu Jenne: Beitrag zur Berechnung einer unverankerten Spundwand. 1957, S. 294. Von <i>Blum</i> . V	117
		zu Kézdi: Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden. 1958, S. 54. Von <i>H. U. Smolczyk</i> . V	286
		und Erwiderung Kézdi	286
		zu Kohl: Rekursionsformeln zur Ermittlung der Momenten- und Drehwinkelfestpunkte und ihre Anwendung zur Berechnung von Durchlaufbalken und Rahmentragwerken. 1953, S. 237. Von <i>G. Freihart</i> . V	75
		zu Lorenz/Grewe: Spannungsberechnung bei beliebiger Lastflächenform und Belastung. 1958, S. 24—27. Von <i>J. Lorenz</i> . V	118
		zu Zimirski: Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste. 1958, S. 149. Von <i>H. Minnich</i> . V	483
		und Erwiderung Zimirski	483

FABRIKATIONSHALLE

LICHTDURCHFLUTET

WEITRÄUMIG

S AG SIEGENER AG · GEISWEID

REIFBAGGER

Menck & Hambrocks
Altona Hamburg

**90 JAHRE
MENCK & HAMBROCK**

nehmenden Tempo wird die Leistung technischer Geräte
wert. Auch MENCK-Bagger arbeiten schneller und
r, dabei sind sie heute so robust wie damals. Während
en Bagger zwei Minuten für ein Arbeitsspiel benötigten,
en unsere heutigen Universalbagger bis zu vier Arbeits-
n einer Minute. Zwischen 0,4 und 5,0 cbm Löffelinhalt
der Bauindustrie 8 MENCK-Baggertypen zur Verfügung.
achmann weiß, daß er mit einem MENCK-Gerät Zuver-
gkeit, Betriebssicherheit und hohe Leistung erwirbt.

Robust schon damals

heute robust und schnell!

Olympiavorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**

Abriebfeste und rissfreie Beton-Estriche

sind heute mit **Compakta** kein Problem mehr und können selbst in dünnsten Schichten auf altem wie neuem Unterbeton aufgebracht werden. Die Aufklärungsbroschüre E 1 berät Sie hierüber und über weitere Anwendungsmöglichkeiten kostenlos. **Baustoff-Chemie, Seebruck/Oberbay,**

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

Umschau

Dr.-Ing. E. h. Moritz Klönne 80 Jahre alt

Dr.-Ing. E. h. Moritz Klönne, Senior-Chef der Stahlbaufirma Aug. Klönne, Dortmund, wurde am 17. 12. 1878 zu Dortmund als Sohn des Fabrikbesitzers August Klönne geboren. Nach dem Besuch des Gymnasiums arbeitete er als Schlosser, Dreher, Schmied usw., studierte Jura und anschließend Maschinenbau bis zum Diplom-Ingenieur.

Im Jahre 1908 übernahm er gemeinsam mit seinem Bruder Max die Leitung der väterlichen Fabrik. 1914 wurde Moritz Klönne bulgarischer Konsul, 1926 Generalkonsul. Im Jahre 1921 wurde ihm von der Technischen Hochschule Darmstadt die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen, im Jahre 1938 erfolgte seine Ernennung zum Ehrensenator der gleichen Hochschule. 1939 wählte ihn die Industrie- und Handelskammer Dortmund zu ihrem Präsidenten. — Von 1924 bis 1931 war M. Klönne Mitglied des Deutschen Reichstages. Seit 1928 ist er Vizepräsident der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau.

Der Aufgabenkreis von Dr. M. Klönne war umfangreich und vielfältig, von den zahlreichen deutschen Bauwerken, an denen er schöpferisch beteiligt war, seien hier nur als Beispiele das Schiffshebewerk Niederfinow, die Schleusentore am Kolumbus-Kai in Bremerhaven, die Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen und das z. Z. im Bau befindliche Hochhaus der Phoenix-Rheinrohr in Düsseldorf genannt.

Sein besonderes Interesse gilt auch den Bauvorhaben im Ausland, wo unter anderen in diesen Tagen die große Nil-Staustufe bei Esna der Vollendung entgegengeht und z. Z. auch mehrere Docktore sowie Industrieanlagen für Indien gebaut werden.

Direktor H. Malsy 60 Jahre alt

Dipl.-Ing. Hermann Malsy, Technischer Direktor der Artur Simon Baugesellschaft m. b. H., Köln-Deutz, beging am 11. Dezember seinen 60. Geburtstag. In Darmstadt geboren, absolvierte er dort das Ludwig-Georg-Gymnasium und legte nach dem Studium der Bauingenieurwissenschaften (1919–1923) an der Technischen Hochschule Darmstadt das Diplomexamen ab.

In den folgenden Jahren der praktischen Arbeit wurde Malsy 1937 Direktor der Fa. Peter Bauwens und leitete deren Niederlassung in Halle/Saale mit einem vielseitigen ingenieurbaulichen Aufgabenkreis bis zum 2. Weltkrieg. Von 1945 bis 1953 oblag ihm bei der Zentrale der Fa. Bauwens in Köln als Direktionsmitglied die Überwachung der Niederlassungen und der Arbeitsgemeinschaften.

Seit 1. 4. 1953 widmet sich Malsy als technischer Direktor und stellvertretender Geschäftsführer der A. Simon Bauges. m. b. H. in Köln einem umfangreichen Programm von bergbaulichen Arbeiten, Industrie-, Hoch- und Tiefbauten. — Er ist seit 1952 Mitglied des Gesamtverbandes des Hauptverbandes der Bauindustrie, Leiter der Rationalisierungsgemeinschaft Bauwesen im RKW, Frankfurt, ab 1953 im Vorstand und seit 1958 im Verwaltungsrat des Deutschen Bauzentrums in Köln, seit 1956 im Beirat des Deutschen Architekten- und Ingenieurverbandes (DAI).

25 Jahre Peiner Kastenspundwand

Im Mai dieses Jahres waren 25 Jahre vergangen, seit die ersten Peiner Kastenspundwandbohlen gerammt wurden. Aus diesem Anlaß gab die Hüttenwerke Ilsede-Peine Akt.-Ges. kürzlich eine umfangreiche Erinnerungsschrift „25 Jahre Peiner Kastenspundwand 1933–1958“ heraus, die in sehr schöner Druckausstattung einen interessanten, reich bebilderten Überblick über die weite Verbreitung gibt, die die Peiner Spundwand- und Stahlpfahlprofile in dem vergangenen Vierteljahrhundert gefunden haben.

Fördergemeinschaft zur Information der Dozenten an den Ingenieurschulen (Staatsbauschulen) e. V.

Die Fördergemeinschaft zur technisch-wissenschaftlichen und praktischen Weiterbildung der Dozenten an den Ingenieurschulen für Bauwesen (Staatsbauschulen) e. V. hielt am 15. Oktober 1958 in Bad Honnef ihre ordentliche Mitgliederversammlung ab, auf welcher der bisherige Vorstand einstimmig wiedergewählt wurde. Die Mitgliederversammlung beschloß u. a., den bisherigen langen Namen umzuändern in: „Fördergemeinschaft zur Information der Dozenten an den Ingenieurschulen für Bauwesen (Staatsbauschulen) e. V.“. Während ihres fünfjährigen Bestehens hat die Fördergemeinschaft 21 Fachtagungen und 4 Studienfahrten veranstaltet, an der insgesamt 1007 Dozenten der Ingenieurschulen für Bauwesen teilnahmen. Die Mittel zur Durchführung dieser für die Ausbildung unseres bautechnischen Nachwuchses notwendigen Fachtagungen wurden durch Spenden der Bauwirtschaft bestritten.

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN
Ruf: 21 87

Bauen bei jeder Kälte mit

FRIGIDOL
FROSTSCHUTZMITTEL

Umschau (Fortsetzung von S. 10)

Vortragstagung

Konstruktion und Betrieb von Baumaschinen aus der Sicht der modernen Schmiertechnik

Der Mineralöl-Zentralverband e. V., Hamburg, veranstaltet am 15./16. Januar 1959 in Köln diese technische Tagung mit folgendem Vortragprogramm:

15. 1. 1959 (Donnerstag): Prof. Dr.-Ing. G. Garbotz, Aachen: Einführung. — Rationalisierung der Schmiermittelbewirtschaftung in Großbauunternehmungen. — Dipl.-Ing. Flach, Düsseldorf-Benrath: Antriebe von Universalbaggern und Schmierprobleme. — Dr. Rasper, Lübeck: Schmierungseinrichtungen und Schmierstoffeinsatz an Großschaufelradbaggern. — Dr.-Ing. Bartel, Hannover: Betriebsschäden an Zahnradflanken. — Obering. Baumgarten, Frankfurt a. M.: Die Hydraulik in Baumaschinen und das hydraulische Arbeitsmedium.

16. 1. 1959 (Freitag): Losenhausenwerk, Düsseldorf-Grafenberg: Schmierungsfragen bei Rüttel- und Vibriergeräten. — Esch-Werke KG., Duisburg: Schmierungseinrichtungen und -probleme an Zerkleinerungsmaschinen. — Ing. Schotte-Schweitzer, Rothenbergen: Maschinen für den bituminösen Straßenbau und der Einsatz von Mineralölen. — Direktor Heise, Alfeld: Maschinen für den Betonstraßenbau und der Einsatz von Schmierstoffen. — Dipl.-Ing. Wollhofen, Hamburg: Die Schmierstoffe und ihre Auswahl für Baumaschinen und Fahrzeuge der Bauindustrie.

Tagungsbeitrag 10,— DM. Anmeldung bis 7. 1. 1959 erbeten an: Mineralöl Zentral G. m. b. H., Hamburg 1, Glockengießerwall 2/IV.

Kurzauszüge aus dem Schrifttum für das Eisenbahnwesen

Die Deutsche Bundesbahn beabsichtigt, die bisher unter vorgenanntem Titel nur für den internen Dienstgebrauch herausgegebene Referatezeitschrift auch der Öffentlichkeit zugänglich zu machen. Diese, bereits im 6. Jahrgang erscheinenden „Kurzberichte“ bieten Bibliotheken, Dokumentationsstellen, weiten Kreisen der Industrie, Wissenschaft und Wirtschaft die Möglichkeit, sich über das Verkehrs- und Eisenbahnfachschrifttum der Welt zu unterrichten. In rund 3000 Referaten werden jährlich alle Eisenbahn-Fachgebiete (Maschinenwesen, Bauwesen, Betriebstechnik, Verkehrs-, Tarif- und Rechtswesen usw.) behandelt.

Die „Kurzauszüge“ erscheinen monatlich, Auskünfte erteilt der Dokumentationsdienst der Deutschen Bundesbahn, Offenbach/M., Bieberer Straße 59.

Der Bund Deutscher Baumeister, Architekten und Bauingenieure e. V. (BDB)

veranstaltete am 4./5. September in Essen eine Bundes-Arbeitstagung, bei der das Problem des technischen Nachwuchses, insbesondere der Ausbau der Ingenieurschulen ausführlich behandelt wurde. Weitere Punkte der Tagung waren die Anerkennung beamteter und angestellter Ingenieure durch eine bessere Besoldung und das Ingenieurgesetz, das den Titel „Ingenieur“ schützen soll.

Die Entschliefungen der einzelnen Fach-Referate werden in der Oktober-Ausgabe der Bundeszeitschrift *Der Deutsche Baumeister BDB* veröffentlicht.

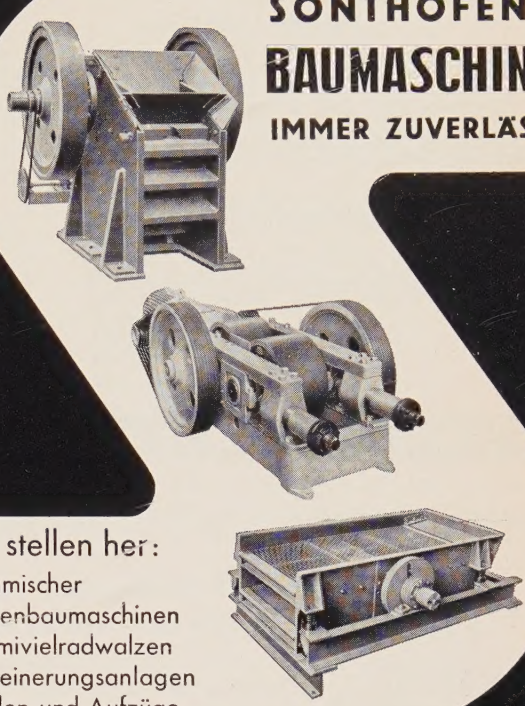
Der Bund Deutscher Baumeister, Architekten und Bauingenieure e. V. BDB, zählt rund 15 000 Mitglieder; er gliedert sich in 11 Landesverbände und rd. 200 Bezirksgruppen.

BAUMA 1959 in München

Wie das Süddeutsche Bauzentrum (Bayr. Baumusterschau) mitteilt, ist für die vom 14. bis 22. März stattfindende Baumaschinen-Ausstellung wieder mit einer bedeutenden Vergrößerung des Geländeumfanges zu rechnen. Trotzdem mußte, wegen der starken Platznachfrage, der Anmelde-Schlußtermin auf den 31. Dezember vorverlegt werden.

Vertretungen für Frankreich

von deutschen Herstellerfirmen von Material aller Art für das Hüttenwesen, die mechanische und chemische Industrie sowie das Bauwesen sucht französisches Handelsunternehmen mit sehr guter Einführung auf dem Metallgüter-Markt. Lager und Fördermittel stehen zur Verfügung. Gefl. Zuschriften an PUBLICITE G. BAUDEL, 26 Rue de Clichy PARIS 9è, zwecks Weiterleitung.



SONTHOFENER BAUMASCHINEN

IMMER ZUVERLÄSSIG

Wir stellen her:

- Betonmischer
- Straßenbaumaschinen
- Gummivielradwalzen
- Zerkleinerungsanlagen
- Winden und Aufzüge

BAYERISCHE BERG-HÜTTEN - U. SALZWERKE A.G.
HÜTTENWERK SONTHOFEN ALLGÄU
BHS TELEFON: 2401 U. 2402 · FERNSCHREIBER: NR. 054873

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277



Trass im Beton

erhöht: Homogenität, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Entmischungsneigung, Zementbluten, Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-wärme, Bindemittelkosten

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.

Gegr. 1862 ANDERNACH / RHEIN Tel. Sa. Nr. 3541
Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

STELLENGESUCHE**Bauleiter, Dipl.-Ing.**

mit langjähriger Praxis im Bau von Wasserkraftanlagen, Stollen- und Tunnelbau auch auf großen Höhenbaustellen in ungekündigter Stellung in Österreich, sucht sich zu verändern. Zuschriften unter „Der Bauingenieur 736“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, erbeten.

Dipl.-Ingenieur (Tiefbau) 32 J., verh., mit vielseitiger Berufserfahrung und Sprachkenntnissen sucht Dauerstellung im südd. Raum bei Behörde, Institut u. ä. Zuschriften unter „Der Bauingenieur 742“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, erbeten.

STELLENANGEBOTE

Für interessante Straßen- und Brückenbauarbeiten im Südwesten werden gesucht

1 Diplom-Ingenieur (TOA III)**1 Bauingenieur (TOA V, bei Bewährung IV b)**

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Leumundzeugnis und Zeugnisabschriften werden an das Straßenbauamt Lörrach erbeten.

Angesehenes Unternehmen in Süddeutschland sucht zum baldigen Eintritt

jüngeren Ingenieur

(T. H. oder HTL)

mit mindestens fünfjähriger Berufserfahrung auf dem Gebiete der

hydraulischen Maschinen

(Turbinen und Speicherpumpen)

für interessante Aufgaben (Planung, Ausführung, Montage und Inbetriebsetzung) im In- und gegebenenfalls Ausland. Bewerber werden bei Zusicherung höchster Diskretion gebeten, Bewerbungen mit allen wissenswerten Unterlagen (Lichtbild, Zeugnisabschriften, handgeschr. Lebenslauf) mit Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstermins einzureichen unter „Der Bauingenieur 738“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für bautechnische Beratungen und interessante Entwicklungsarbeiten auf zement- und betontechnischem Gebiet wird von einem größeren Industrieverband im Ruhrgebiet ein

Bauingenieur

(Dipl.-Ing. oder HTL)

mit gewandtem Auftreten und guten Kenntnissen im Stahlbetonbau und in der Baustoffkunde ab sofort gesucht.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Foto und Gehaltsansprüchen unter „Der Bauingenieur 732“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, erbeten.

Der Dammbau**Grundlagen und Geotechnik der Stau- und Verkehrsdämme.**

Von Dr.-Ing. Karl Keil,

Professor für Ingenieurgeologie und Geotechnik
an der Hochschule für Verkehrswesen
Dresden.

Zweite völlig neu bearbeitete Auflage.

Mit 600 Abbildungen.

XVI, 581 Seiten Gr.-8°. 1954.

Ganzleinen DM 69,—

Im ersten Teil werden die Grundlagen des Dammbaus behandelt: die Zweckmäßigkeit der verschiedenen Ausführungsformen, die technischen Einzelheiten und die Statik der Dammkonstruktionen, die hydrodynamischen Beanspruchungen des Staudammes, die Auswahl der Baustoffe und die Organisation der Baustelle.

Der zweite (erdbautechnische) Teil enthält eine Erörterung der Probleme der Massengutbeförderung und der Verfahren zum Einbau der Erdmassen sowie eine kritische Untersuchung der Einbau- und Verdichtungsverfahren mit Beispielen. Ein ausführlicher Abschnitt ist der Überwachung der Bauausführung, insbesondere der Kontrolle der Verdichtung des Dammkörpers, gewidmet; hier werden alle neueren Prüfverfahren der neuzeitlichen Bodenmechanik berücksichtigt. Die Erforschung der Ursachen von Dammsetzungen führt zu wichtigen Erkenntnissen über den Sicherheitsgrad im Dammbau. Aus den Beziehungen zwischen Damm und Untergrund werden die Gesichtspunkte für die Dammgründung abgeleitet. Auch die Ursachen von Dammbrüchen sind Gegenstand der Betrachtung.

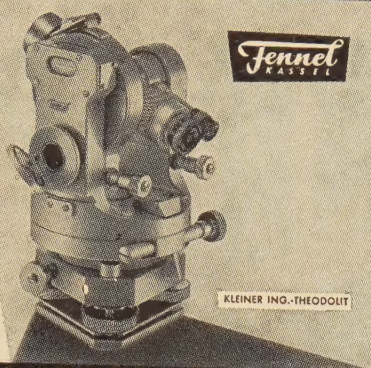
Mit einer Abhandlung über den Deichbau und einem ausführlichen Schrifttum- und Sachverzeichnis schließt das wertvolle Buch, das nicht nur dem Dammbauer, sondern darüber hinaus jedem Fachmann der Bodenmechanik und allen im neuzeitlichen Erdbau tätigen Ingenieuren eine Fülle von Anregung bietet.

„VDI-Zeitschrift“

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

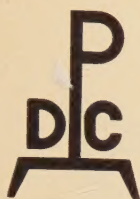
VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

Nivelliere
Theodolite
Tachymeter
Grubengeräte
und Zubehör



OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

HAMBURG
HANNOVER
BERLIN
DÜSSELDORF
BRAUNSCHWEIG
KÖLN
FRANKFURT
MANNHEIM
FÜRTH
STUTTGART
ULM
STRAUBING
MÜNCHEN
FREIBURG
REICHENHALL

**Der wichtigste Punkt
im Ölfeuerungs-geschäft ...**

ist die richtige Beratung bei
der Brennerwahl, die fachge-
rechte Montage und der jeder-
zeit erreichbare Servis!

Unseren Kunden stehen an
allen wichtigen Orten - heute
und morgen - die Einrichtun-
gen unserer Verkaufs- und
Servis-Organisation mit Rat
und auch mit Hilfe zur Seite!

Darum **HEUTE**
und
MORGEN
Thyssen-Ölbrenner

UNION
Thyssen
ÖLBRENNER
ÖLFEUERUNG GMBH

UNION-ÖLFEUERUNG GM BH
München 8 · Wöhrerstraße 5 · Telefon 448225/6 · Fernschreiber 052-2719

Alles über Aluminium:

Wir beraten Sie über

Werkstoffeigenschaften
Konstruktionsrichtlinien
Oberflächenbehandlung
Bewährung
Bezugsquellen

Fordern Sie unsere kostenlosen
Berichte an:

- ☐ Aluminium-Fenster
- ☐ Aluminium-Fassaden
- ☐ Aluminium-Dächer
- ☐ Metallbau mit Aluminium

Name _____

Berufsbezeichnung _____

Ort _____

Straße _____

Interesse besteht ferner für Arbeitsunterlagen über _____

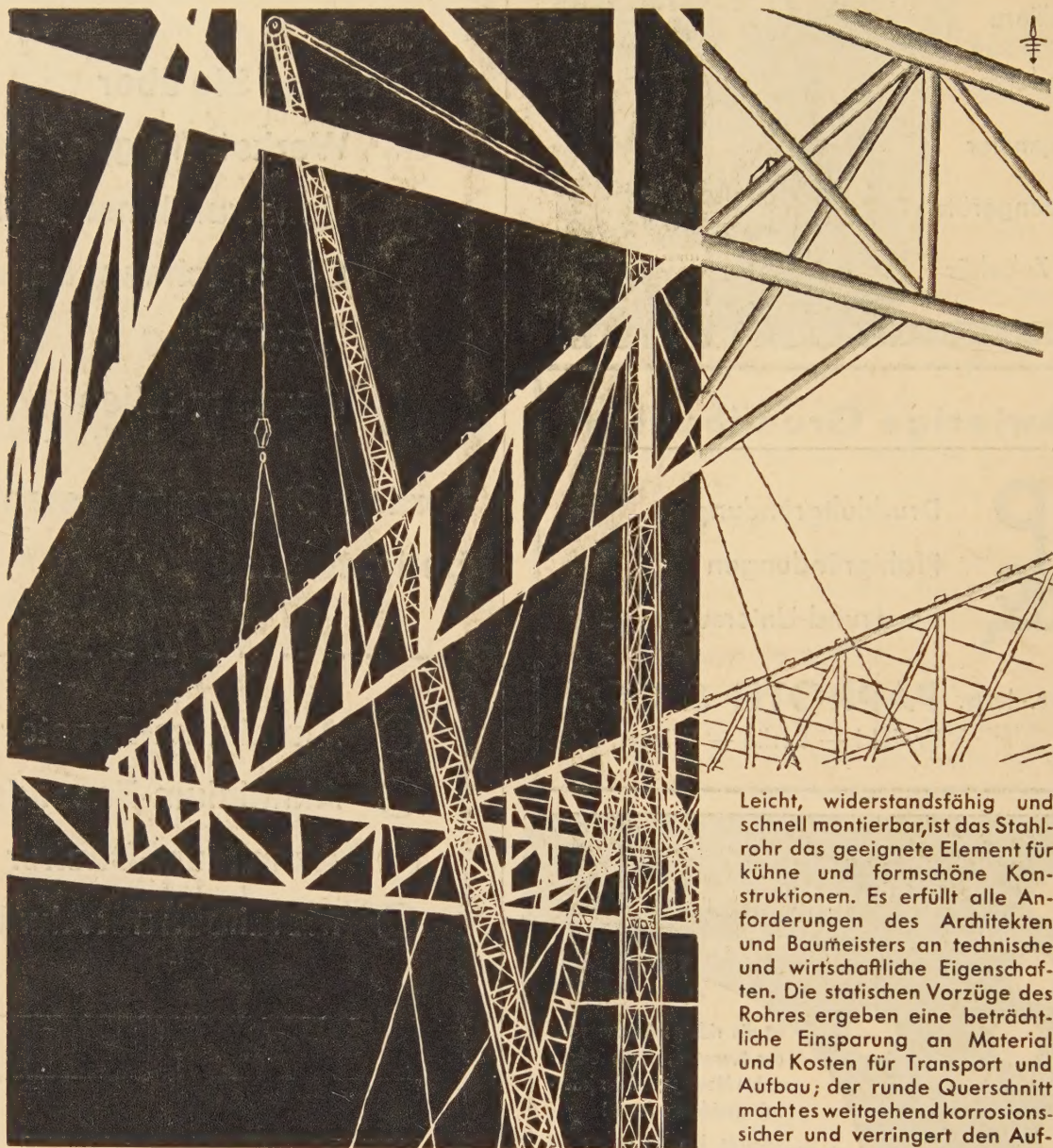
Bitte ausschneiden und einsenden an Aluminium-Zentrale e.V. Düsseldorf, Jägerhofstr. 29

Beratungs- und Informationsdienst der deutschen Leichtmetall-Industrie



ALUMINIUM-ZENTRALE

Düsseldorf, Jägerhofstraße 29 · Zweigstelle Stuttgart, Königstraße 22



Leicht, widerstandsfähig und schnell montierbar, ist das Stahlrohr das geeignete Element für kühne und formschöne Konstruktionen. Es erfüllt alle Anforderungen des Architekten und Baumeisters an technische und wirtschaftliche Eigenschaften. Die statischen Vorzüge des Rohres ergeben eine beträchtliche Einsparung an Material und Kosten für Transport und Aufbau; der runde Querschnitt macht es weitgehend korrosionsicher und verringert den Aufwand für Anstrich und Erhaltung. Unsere Spezialisten schweißen alle Rohr-Konstruktionen aufbaufertig in unserem Werk. Wir beraten Sie gern.

PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF

